

Madryas ▪ Wysocki ▪ Grosel

**ODNOWA
KONSTRUKCJI
CEGLANYCH
KOLEKTORÓW
KANALIZACYJNYCH**



Odnowa konstrukcji ceglanych kolektorów kanalizacyjnych

**Cezary Madryas
Leszek Wysocki
Jacek Grosel**

Odnowa konstrukcji ceglanych kolektorów kanalizacyjnych



**Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej
Wrocław 2021**

Recenzenci: Józef Dziopak, Anna Siemińska-Lewandowska

Redakcja językowa: Magdalena Józefiak

Redakcja techniczna i korekta: Stanisław Gancarz

Projekt okładki: Dominika Osadców

Skład: Jan Kaczorowski

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej,
Wrocław 2021

Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
www.oficyna.pwr.edu.pl
oficwyd@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-7493-180-9

Druk i oprawa: beta-druk, www.betadruk.pl

Spis treści

Wykaz oznaczeń / 7

Przedmowa / 9

1. Wprowadzenie / 11

- 1.1. Historia rozwoju kanalizacji murowanej z cegły / 11
- 1.2. Elementy systemu kanalizacji murowanej / 14
 - 1.2.1. Kanały / 14
 - 1.2.2. Obiekty na sieci kanalizacyjnej / 17
- 1.3. Rozwiązania materiałowe / 18
- 1.4. Rozwiązania funkcjonalne systemów kanalizacyjnych / 20

2. Badania stanu technicznego kanalizacji murowanej z cegły / 23

- 2.1. Historia rozwoju kanalizacji murowanej z cegły / 23
- 2.2. Badania *in situ* / 35
- 2.3. Badania laboratoryjne / 41

3. Technologie odnowy / 47

- 3.1. Odnowy niesystemowe / 47
 - 3.1.1. Cementacja i naprawy murarskie / 47
 - 3.1.2. Lokalne odnowy konstrukcji kanału / 53
- 3.2. Rozwiązania systemowe / 58
 - 3.2.1. Technologia relining / 58
 - 3.2.2. Technologie z linerami ściśle pasowanymi / 74
 - 3.2.2.1. CIPP – *Cured-in-place pipe* (rękawy) / 74
 - 3.2.2.2. System TroLining / 86
 - 3.2.2.3. System SPR / 89
- 3.3. Odnowa elementów wyposażenia / 91

4. Studium przypadku / 105

- 4.1. Charakterystyka kanału / 105
- 4.2. Badania stanu technicznego / 106
- 4.3. Analiza statyczno-wytrzymałościowa istniejącej konstrukcji kanału / 109
 - 4.3.1. Zestawienia obciążeń / 109
 - 4.3.2. Obliczenia numeryczne / 115
 - 4.3.3. Wyniki obliczeń / 117
 - 4.3.4. Analiza wyników / 122
 - 4.3.5. Podsumowanie i wnioski / 123
- 4.4. Zalecony zakres odnowy / 123
- 4.5. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe linera ściśle pasowanego (rękawa) / 124
 - 4.5.1. Zestawienia obciążeń / 124
 - 4.5.2. Obliczenia numeryczne / 129
 - 4.5.3. Wnioski z obliczeń / 134
- 4.6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe linera (paneli) dla technologii relining / 134
 - 4.6.1. Zestawienia obciążeń / 134
 - 4.6.2. Obliczenia numeryczne / 140
 - 4.6.3. Wyniki obliczeń / 142
 - 4.6.4. Wnioski z obliczeń / 144
- 4.7. Podsumowanie / 145

Wykaz oznaczeń

- $E_1, E_2, E_3, E_4, E_{20}$ – moduły odkształcenia gruntu [ATV A127]
 f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu [ATV A127]
 f_2 – współczynnik zmniejszający dla modułu odkształcenia gruntu E_{20} przy występowaniu wody gruntowej [ATV A127]
 α_B – współczynnik zmniejszający [ATV A127]
 p_E – obciążenie charakterystyczne pionowe, przewodu (linera) gruntem [ATV A127]
 κ – współczynnik redukcyjny [ATV A127]
 p_v – obciążenie charakterystyczne komunikacyjne, pionowe przewodu (linera) [ATV A127]
 φ – współczynnik dynamiczny [ATV A127]
 E_R – krótkookresowy moduł sprężystości materiału przewodu (linera) [ATV A127]
 S_R – krótkookresowa sztywność obwodowa przewodu (linera) [ATV A127]
 s – grubość ścianki przewodu [ATV A127]
 r_m – średni, obliczeniowy promień przewodu (linera) [ATV A127]
 S_{Bv} – sztywność posadowienia przewodu (linera) w kierunku pionowym [ATV A127]
 a – względna wyniosłość przekroju [ATV A127]
 S_{Bh} – sztywność posadowienia przewodu (linera) w kierunku poziomym [ATV A127]
 ξ – współczynnik korekcyjny dla poziomej sztywności przewodu [ATV A127]
 V_{RB} – sztywność układu przewód – ośrodek gruntowy w kierunku poziomym [ATV A127]
 K_2 – współczynnik parcia poziomego [ATV A127]
 a' – efektywna, względna wyniosłość przekroju [ATV A127]

- $\max \lambda$ – współczynnik koncentracji obciążeń [ATV A127]
 V_s – wskaźnik sztywności układu przewód – ośrodek gruntowy w kierunku pionowym
 $c_{v,qv}, c_{h,qv}, c_{v,qh}^*, c_{h,qh}^*, c_v^*$ – współczynniki odkształceń [ATV A127]
 K^* – współczynnik parcia bocznego od reakcji posadowienia [ATV A127]
 K' – współczynnik dla odkształceń przewodu [ATV A127]
 λ_R – współczynnik koncentracji obciążeń [ATV A127]
 λ_{RG} – obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń [ATV A127]
 λ_B – współczynnik koncentracji obciążeń w strefie obok rury [ATV A127]
 q_v – obciążenie obliczeniowe pionowe przewodu (linera) [ATV A127]
 q_h – obciążenie obliczeniowe poziome przewodu (linera) [ATV A127]
 q_h^* – reakcja pozioma posadowienia [ATV A127]
 n – współczynnik Poissona
 E_L – moduł długookresowy sprężystości materiału przewodu (linera) [ATV A127]
 R_{mk} – charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
 R_{mzk} – charakterystyczna wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu
 R_{mtk} – charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie
 E_m – moduł odkształcenia muru ceglanego
 α_m – cecha sprężystości muru ceglanego
 D_{pr} – zagęszczenie gruntu [ATV A127]
 h – przekrycie kanału [ATV A127]
 H – zagłębienie dna kanału
 b – obliczeniowa szerokość wykopu [ATV A127]
 d_a – szerokość zewnętrzna przewodu [ATV A127]
 γ_f – współczynnik bezpieczeństwa [ATV A127]

Przedmowa

Kolektory kanalizacyjne wykonane jako konstrukcje murowane z cegły mimo znacznego upływu czasu od ich powstania stanowią znaczący udział w systemach kanalizacji. Co więcej, w przypadku zabytkowych centrów miast są elementem dominującym. Trudności związane z potencjalną wymianą tych budowli na nowe kanały są tak duże, że od wielu lat trwają poszukiwania technologii umożliwiających odnowę kanałów w taki sposób, aby w dalszym ciągu mogły spełniać swoje zadania. W efekcie tych poszukiwań już obecnie dysponujemy technologiami, które umożliwiają odnawianie budowli w skali zależnej od potrzeb, tzn. ich uszczelniania i dostosowania konstrukcji do obecnych obciążeń mechanicznych i chemicznych.

W niniejszej monografii przedstawiono wyniki niektórych prac badawczych o charakterze ekspertyzy naukowo-technicznej, które autorzy wykonali na przestrzeni kilkudziesięciu ostatnich lat, analizując stany techniczne i możliwości odnowy kolektorów ceglanych w polskich miastach. Opracowując monografię, starano się tak dobrać materiał źródłowy, aby stworzyć szeroki obraz stanów technicznych, w jakich mogą znaleźć się prawie albo ponad stuletnie kolektory oraz przedstawić współczesne narzędzia do badań i analizy parametrów statyczno-wytrzymałościowych i finalnie współczesne technologie odnowy, jakie powinny być zastosowane w opisywanych przypadkach.

Wydaje się, że upowszechnienie zdobytej wiedzy jest celowe z uwagi na brak dużej liczby publikacji książkowych poświęconych tej tematyce, mimo że ze względu na skalę problemu jest ona niezmiernie ważna dla prawidłowego funkcjonowania sieci kanalizacyjnej w miastach. Stąd też monografia napisana została w celu wzbogacenia biblioteczki studentów uczelni technicznych, projektantów i wykonawców sieci kanalizacyjnych oraz pracowników przedsiębiorstw zarządzających i utrzymujących stan techniczny tych systemów.

Wyrażamy nadzieję, że przedstawione opisy stanu technicznego kanałów i ich uszkodzeń oraz algorytmy obliczeniowe, a także technologie odnowy umożliwią czytelnikowi głębsze poznanie problemu, jakim jest odnowa przewodów kanalizacyjnych wykonanych z cegły i przyczynią się do efektywnych technicznie i ekonomicznie odnow konstrukcji tych budowli.

Autorzy

1.

Wprowadzenie

1.1. Historia rozwoju kanalizacji murowanej z cegły

Budowa systemów kanalizacyjnych w nowożytnej Europie niewątpliwie związana jest z rozwojem miast implikowanym rewolucją przemysłową, która miała miejsce głównie w Anglii w XIX w. Nastąpił wtedy gwałtowny ich rozwój i niespotykany dotąd przyrost liczby mieszkańców. Spowodowało to konieczność wprowadzania rozwiązań technicznych w kierunku zapewnienia bezpiecznych pod względem sanitarnym warunków zamieszkania. Niewątpliwym katalizatorem dla rozwoju kanalizacji, w rozumieniu jej systemów, a nie tylko pojedynczych budowli, były epidemie, w tym cholery w 1831 r. Zaczęto tworzyć rozporządzenia i akty prawne obligujące do przestrzegania zasad higieny, takie jak angielski *Public Health Act* z 1848 r. [1.2].

W ślad za rozwiązaniami prawnymi, które wpłynęły na wzrost świadomości społecznej, podjęto działania projektowe w kierunku dostarczania wody pitnej i odprowadzania ścieków. Działania te w początkowym okresie, w odniesieniu do późniejszych i obecnych przepisów oraz rozporządzeń, nie były prawidłowe, gdyż ścieki odprowadzano bez ich oczyszczania.

nia bezpośrednio do naturalnych odbiorników, głównie rzek. Utrudniało to lub uniemożliwiało pobór czystej wody poniżej zrzutów ścieków. W latach 1859–1875 nad kompleksowym rozwiązaniem tego problemu dla Londynu pracował inż. sir Joseph William Bazalgette. Zaprojektował on układ pompowni podnoszący ścieki na wysokość umożliwiającą ich spływ przed zrzutem do Tamizy, co powodowało niejako samooczyszczanie ścieków. Bardziej zaawansowanym rozwiązaniem były zaprojektowane przez Bazalgette'a zbiorniki zapewniające przeprowadzenie procesu oczyszczania chemiczno-biologicznego [1.6]. Należy to uznać za bardzo nowatorskie, będące pierwowzorem dla później powszechnie stosowanych rozwiązań. Tworzone w tamtych czasach technologie oczyszczania ścieków uzupełnia powstała w 1872 r. w USA koncepcja pól irygacyjnych, stosowana powszechnie w innych miastach, między innymi w Gdańsku, a jeszcze do niedawna we Wrocławiu.

Angielska szkoła budowy kanalizacji ściekowej odniosła także sukcesy w kontynentalnej części Europy. Najwięcej z tych doświadczeń korzystali Niemcy, gdzie pierwsze prace projektowe były wykonywane przez inżynierów angielskich. Najsłynniejszymi projektantami w tamtym czasie byli niewątpliwie William Lindley (ojciec) i sir William Heerlein Lindley (syn). Współpraca z inżynierami niemieckimi oraz naukowe badania prowadzone w tym kraju spowodowały, że Niemcy stały się wiodącym ośrodkiem w obszarze techniki sanitarnej, a inżynierowie James Hobrecht i Eduard Wiebe projektantami sieci w innych europejskich miastach.

Dziełem Lindleya (ojca), a zarazem pierwszym zaprojektowanym od postaw systemem kanalizacji w Niemczech, była sieć dla miasta Hamburg. Wzorując się na tym rozwiązaniu, powstawały systemy kanalizacji w innych niemieckich miastach, takich jak Frankfurt nad Menem czy Berlin. W tym ostatnim sieć projektował wspomniany już niemiecki inżynier Wiebe.

Równocześnie z realizacją systemów kanalizacyjnych w Niemczech powstawały one także w innych europejskich miastach, a Lindley i syn projektowali i budowali sieci w Peszcie, Bazylei, Petersburgu oraz kilku miastach polskich.

Szerzej historię rozwoju kanalizacji nie tylko w Europie autorzy opisali w książce [1.3]. W niniejszej monografii przypomniano historię jej rozwoju w Anglii i Niemczech, gdyż przyjęte tam rozwiązania stanowiły podstawę dla wielu systemów kanalizacyjnych zbudowanych w naszym kraju.

Pierwszy projekt kompleksowego systemu kanalizacji w Polsce powstał w 1869 r. w Gdańsku. Projekt ten opracowany przez inż. Eduarda Wiebe został zrealizowany i ukończony w 1871 r. Wiebe brał także udział w two-

zeniu systemu kanalizacji Wrocławia. Wspólnie z inż. Ludwigiem Alexandrem Veitmeyerem (także z Berlina) opracował ukończoną w 1873 r., mającą kluczowe znaczenie ekspertyzę, dotyczącą podstawowych założeń do projektowania systemu odprowadzenia ścieków z miasta [1.4].

Największy wpływ na rozwój kanalizacji w polskich miastach miał jednak inż. William Lindley. Jest on twórcą systemu wodociągowo-kanalizacyjnego Warszawy, którego budowę ukończył jego syn, sir Wiliam Heerlein Lindley. Do jego prac zalicza się także projekty oraz realizacje i opinie dotyczące systemów kanalizacji Łodzi (1907–1909), Lwowa (1909), Radomia (1912) i Włocławka (1910–1914). Lindleyowie działali również w obecnie polskich miastach znajdujących się ówczesnie pod zaborem niemieckim. Inaczej przedstawiał się rozwój sieci kanalizacyjnej w miastach znajdujących się pod zaborem austriackim [1.3].

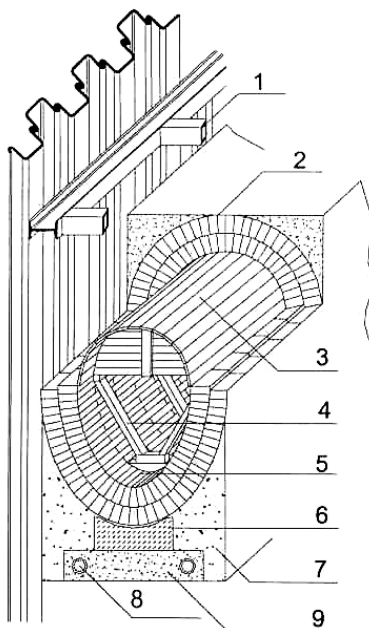
Cechą systemów kanalizacyjnych budowanych według szkoły angielskiej i potem rozwiniętej szkoły niemieckiej był ich innowacyjny charakter. Projektowane wtedy rozwiązania były kompleksowe i ujmowały wszystkie elementy systemów. W projektowaniu kanałów uwzględniano nie tylko ilości dopływających ścieków, ale także spadki podłużne przewodów oraz kształty ich przekrojów poprzecznych. Przewidywano również dodatkowe wyposażenia, w tym wentylację systemów i mechanizmy do czyszczenia kanałów. Bardzo dużą wagę przywiązywano do jakości materiałów, z których konstruowano obiekty budowlane. Podstawowym materiałem konstrukcyjnym była cegła. Stąd też liczba kanałów i obiektów murowanych z cegły w systemach kanalizacyjnych europejskich i polskich miast jest bardzo duża. Czas eksploatacji dużej liczby tych budowli znacznie przekroczył 100 lat. Są one zlokalizowane przeważnie w centrach miast, w starej, często historycznej zabudowie. Są to kanały przełazowe (kolektory) o dużych wymiarach przekroju poprzecznego, które spełniają ciągle kluczową rolę w transporcie ścieków. Znaczna część tych budowli nie była nigdy odnawiana albo ich odnowa miała charakter bieżących napraw.

Kanały murowane charakteryzują się kształtami przekroju poprzecznego dostosowywanymi do wymagań hydraulicznych, co często utrudnia ich odnowę. Konstrukcje obiektów wyposażenia sieci są przeważnie wykonane z cegły i często również wymagają odnowy. Niejednokrotnie są to budowle, podobnie jak niektóre kanały, o pięknej architekturze, stanowiące prawdziwe dzieła budownictwa murowanego. Niestety, ich dostępność ze zrozumiiałych względów jest mała. Należy również pogodzić się z faktem, że w przypadku aplikacji niektórych technologii odnowy stan budowli ulegnie zmianie, zakrywając estetyczne walory ich konstrukcji ze szkodą dla miłośników budownictwa murowanego.

1.2. Elementy systemu kanalizacji murowanej

1.2.1. Kanały

Elementy systemów kanalizacji, także murowanych z cegły, zostały szeroko omówione w starszej literaturze [1.1], [1.3], [1.7]. Stąd też w tym rozdziale podano tylko te informacje, które są niezbędne dla przejrzystości dalszych treści, odsyłając czytelnika zainteresowanego szczegółami do wymienionych pozycji literatury. Podstawowym elementem systemu kanalizacji są przewody. W przypadku konstrukcji murowanych z cegły można mówić wyłącznie o przewodach wielkogabarytowych, które w większości są przełazowe. Spowodowane jest to technicznymi uwarunkowaniami, w jakich te kanały powstawały – przede wszystkim możliwościami wykonania szalunków i wymurowania konstrukcji. Budowle te były w większości realizowane w wykopach otwartych, nieraz na znacznych głębokościach. W niektórych przypadkach kanały budowano metodą tunelowania. Przy-

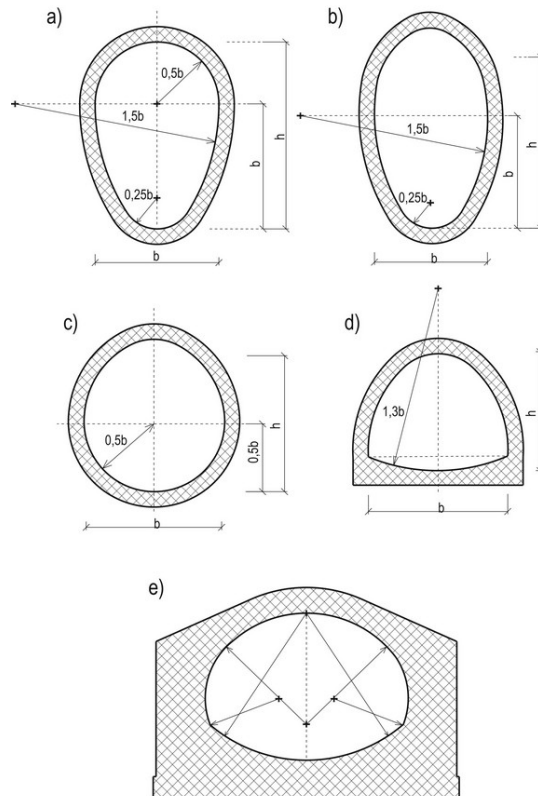


Rys. 1.1. Przestrzenny schemat budowy kanału murowanego w wykopie:
1 – rozpory, 2 – górne sklepienie kanału, 3 – bęben do murowania górnego sklepienia, 4 – rusztowanie do ustawienia bębna, 5 – dolne sklepienie, 6 – fundament (podparcie), 7 – warstwa drenująca (opcjonalnie), 8 – dreny

kładem może być system kanalizacji warszawskiej. Dążąc do ograniczenia kosztów budowy oraz uniknięcia problemów z zapewnieniem bezpieczeństwa pracy w głębokich wykopach, tunelowanie stosowano przy zagłębieniu kanałów poniżej 7 m [1.5]. Na rysunku 1.1 zilustrowano przykładowy schemat zabezpieczenia wykopu w postaci elementów drewnianych, a także stalowych oraz szalunki, które były stosowane w celu wymurowania kanału [1.1].

Poza wieloma utrudnieniami, związanymi przede wszystkim z koniecznością zapewnienia bezpiecznej pracy w wykopach lub tunelach, rozwiązanie to umożliwiało budowę kanałów oraz innych obiektów na sieci o kształtach, które wymagały zapewnienia właściwych warunków hydraulicznych ich funkcjonowania.

Na rysunku 1.2 przedstawiono schematy typowych przekrojów poprzecznych kanałów murowanych [1.7].



Rys. 1.2. Schematy przekrojów poprzecznych kanałów murowanych: a) kanał jajowy, b) kanał jajowy podwyższony, c) kanał gruszkowy, d) kanał podkowisty, e) kanał nieckowaty



Rys. 1.3. Widok kanału o przekroju zbliżonym do kwadratowego

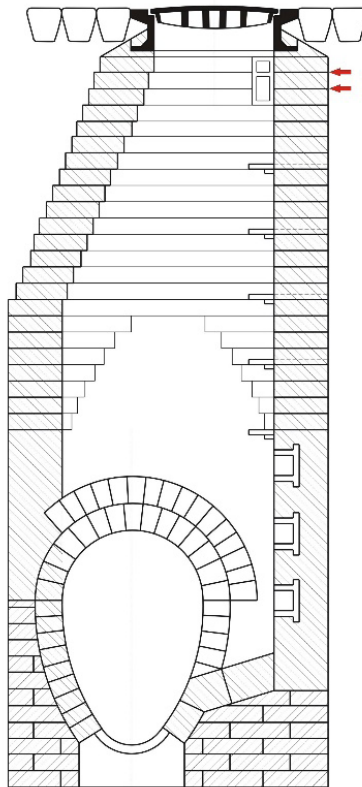
W wielu przypadkach przekroje kanałów murowanych mają nietypowe, nieraz bardzo złożone kształty. Przykład nietypowej budowy zaprezentowano na rys. 1.3 (fot. autorska). Przekrój o takim kształcie nie ma uzasadnienia z hydraulicznego punktu widzenia i został zaprojektowany prawdopodobnie ze względu na ograniczenia wynikające z warunków lokalnych. Nie oznacza to, że obecne kształty przekrojów poprzecznych przewodów nie uwzględniają takich warunków. Przewody i kolektory współcześnie realizowanych sieci, nawet o bardzo dużych rozmiarach, mają w zdecydowanej większości przypadków przekroje kołowe. Wynika to przede wszystkim z rozwoju technologii produkcji rur oraz bezwypukowych technik budowy przewodów, które to determinują użycie właśnie takiego kształtu przekroju przewodów [1.3].

Z historycznego punktu widzenia w początkowym okresie tworzenia kanalizacji powstawały pojedyncze przewody (kolektory), które dopiero później stawały się elementami systemów (patrz punkt 1.1). Nie było zatem potrzeby budowy przewodów o mniejszych średnicach, tak jak ma to miejsce w systemach, gdzie kolektory spełniają rolę zbieraczy.

1.2.2. Obiekty na sieci kanalizacyjnej

Podstawowym elementem wszystkich sieci kanalizacyjnych są studzienki zbudowane z różnych materiałów. Ze względu na funkcję jaką pełnią w systemie można je podzielić na przelotowe (rewizyjne), połączeniowe i rozgałęzieniowe. Lokalizowane są na załamaniach pionowych (zmiana spadku) i poziomych (zmiana kierunku) osi kanałów oraz na dłuższych odcinkach. Rozstaw studzienek zależy od wymiarów przekroju poprzecznego kanałów i waha się w granicach od 50 do 120 m. Studzienki umożliwiają czynności eksploatacyjne, w tym czyszczenie przewodów czy bieżącą kontrolę ich stanu technicznego. W kanałach przełazowych umożliwiają wejście do kanału i wykonywanie prac w ich wnętrzu.

W większości przypadków są to studzienki przelotowe. Służą także do włączania do kolektorów przewodów o mniejszych średnicach. Schemat typowej studzienki murowanej przedstawiono na rys. 1.4 [1.7].



Rys. 1.4. Schemat typowej rewizyjnej studzienki murowanej

Jak pokazano na rys. 1.4, w dolnej części studzienki wykonany jest otwór dopasowany swym obrysem do przekroju poprzecznego kanału, w tym przypadku jajowego. Stąd też przekroje poziome studzienek ceglanych do wysokości sklepień kanałów mają zazwyczaj kształt zbliżony do kwadratu. Powyżej tej części murowano komin o kołowym (najczęściej) lub kwadratowym przekroju poziomym. Przejście z kwadratowego do kołowego kształtu przekroju wykonywane było przez nadwieszanie kilku warstw cegły. W podobny sposób wykonywano zwężenie komina do części włączowej włącznie.

Studzienki połączeniowe i rozgałęzieniowe występują na sieci w węzłach, w których następuje rozdzielenie lub połączenie kanałów. Podobnie jak studzienki rewizyjne, umożliwiają one prace związane z utrzymaniem sieci. Są to budowle o złożonej geometrii dostosowanej do wymiarów i kształtu przekrojów poprzecznych łączących się lub rozgałęziających się kanałów.

Do rzadziej występujących obiektów na sieci zalicza się komory przelewów burzowych, boczne wejścia, płuczki kanałowe, chwytacze rumowiska, zsypy do usuwania śniegu, a także studnie i komory kaskadowe.

Wymienione obiekty są nieraz bardzo złożonymi konstrukcjami murowanymi, co wymagało od ich wykonawców dużych umiejętności. Wyczerpującą informację o projektowaniu oraz wykonawstwie opisanych budowli przedstawiono w pracach [1.1], [1.7].

1.3. Rozwiązania materiałowe

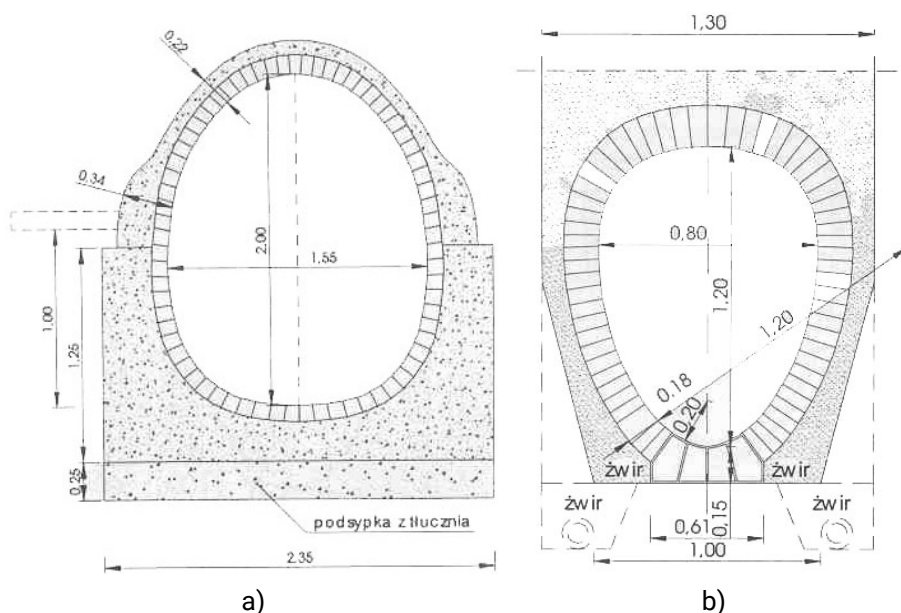
W przypadku systemów budowanych z cegły zarówno kanały, jak i wyposażenie sieci były wykonywane przede wszystkim z tego materiału. Niemniej jednak do wykonawstwa niektórych części tych konstrukcji stosowano kamionkę, naturalny kamień, a w późniejszym okresie beton, w tym beton zbrojony.

Analizując najbardziej rozbudowany system kanalizacji murowanej w kraju, jakim jest jej sieć w Warszawie, fundamenty kanałów posadowiono na ubitej warstwie tłucznia zmieszanego z piaskiem, a w późniejszym okresie na podbudowie betonowej i żelbetowej (w słabych gruntach). Do 1934 r. części denne i fundamenty wykonywane były z bloków kamionkowych albo murowane z cegły, a następnie pokrywane kamionkowymi płytkami. Bywały przypadki wykonywania tych fragmentów konstrukcji z piaskowca. Wymienione materiały często były importowane i drogie, w związku z czym od 1924 r. trwały prace nad poszukiwaniem rozwiązań krajowych i ich testowaniem na odcinkach doświadczalnych. Testy doty-

czyły spódów kanałów (kinet) wykonanych eksperymentalnie z klinkieru, granitu, szkła oraz utwardzonego betonu. W wyniku tych doświadczeń stwierdzono, że najlepszym materiałem są wysoko wartościowe cegły kanalizacyjne oraz płytki klinkierowe. Dolne części kanałów budowanych z cegły wykonywano według specjalnie przygotowanych szablonów, a górne na bębnach (oszalowanych krążynach). Warty podkreślenia był obowiązek mycia i szorowania cegieł przed murowaniem. Do murowania używano zaprawy cementowej w proporcjach 1 : 3, a do fugowania spoin o szerokości od 5 do 7 mm zaprawy 1 : 1. W celu zwiększenia trwałości zaprawy stosowano dodatek naturalnej pucolany (tras reński). Szczegółowiej procedury stosowane przy budowie kanalizacji murowanej w Warszawie są przedstawione w [1.5].

Podobne rozwiązania stosowano także w innych europejskich miastach. Wiele przykładów takich kanałów opisano i zilustrowano w [1.7] i za tą pozycją w [1.3]. Na rysunku 1.5 przedstawiono dwa schematy kanałów, w których wykorzystano też inne materiały niż cegła kanalizacyjna.

Wobec faktu, że kanalizacja murowana nie jest od lat budowana, opisane wytyczne nie mają obecnie zastosowania. Niemniej jednak opracowane są współczesne zalecenia dotyczące cegły i zaprawy, jakie w przypadku odnowy czy rekonstrukcji obiektów ceglanych powinny być brane pod uwagę. Zostało to szczegółowo opisane w punkcie 3.1.1.2.



Rys. 1.5. Przykłady zastosowania innych materiałów przy budowie kanałów murowanych z cegły: a) kanał ceglany z obudową betonową (Berlin), b) kanał ceglany ze spodem (kinetą) kamionkowym (Stuttgart)

1.4. Rozwiązania funkcjonalne systemów kanalizacyjnych

Systemy kanalizacji dzieli się na ogólnospławne, rozdzielcze i półrozdzielcze. W przewodach kanalizacji ogólnospławnej wszystkie rodzaje ścieków oraz wody opadowe odprowadzane są do wspólnych kanałów. Skutkiem takiego funkcjonowania systemu jest to, że w okresach bez opadów kanały nie są wypełnione, a w czasie intensywnych opadów pracują często pod ciśnieniem, co w przypadku konstrukcji ceglanych jest wyjątkowo niekorzystne. Sytuacja taka ma miejsce w większości tych miast, gdzie ciągle eksploatowana jest sieć kanalizacji murowanej budowanej w XIX w. lub na początku wieku XX. Często też jest to podstawowy system odprowadzania ścieków z zabytkowych centrów miast. Skutkiem takich sytuacji jest podtapianie fragmentów miast w czasie krótkotrwałych, intensywnych opadów, co nieraz nazywane jest „powodziami miejskimi”. Powoduje to zanieczyszczenie ściekami terenu i niżej położonych części zabudowy (przyziemia i piwnice budynków). Natomiast w okresach pogody suchej, w wyniku zbyt małej prędkości przepływu ścieków, może dochodzić do odkładania się osadów w kinecie kanału i ich fermentacji.

Sieć kanałów ogólnospławnych może być wspomagana przelewami burzowymi, które odprowadzają nadmiar ścieków w czasie opadów o największej intensywności bezpośrednio do ich odbiorników (najczęściej rzek). Jest to rozwiązanie korzystne dla sieci, jednak niewskazane ze względów ekologicznych, szczególnie obecnie, gdy wody opadowe są mocno zanieczyszczone, także chemicznie.

W przypadku kanalizacji półrozdzielczej ścieki i wody opadowe odprowadzane są dwiema powiązаныmi ze sobą sieciami. W okresie bez opadów pracują wyłącznie kanały ściekowe. Współdziałanie sieci polega na tym, że w początkowym okresie opadów, gdy ich natężenie jest największe i gdy wody opadowe są najbardziej zanieczyszczone w wyniku spłukiwania ulic oraz powierzchni terenu, przelewane są w separatorach z kanałów deszczowych do kanałów ściekowych, którymi odprowadzane są docelowo do oczyszczalni. Za zaletę takich systemów uznawano rolę separatorów, które umożliwiały kierowanie zasadniczej części nieczystości do oczyszczalni. Takie podejście obecnie jest nieaktualne z uwagi na wspomniane już zanieczyszczenia wód opadowych, jak chociażby kwaśne deszcze. Systemy kanalizacji półrozdzielczej praktycznie nie są obecnie stosowane, a w przeszłości były stosowane niezbyt często, głównie z uwagi na ich wysokie koszty budowy.

W systemach kanalizacji rozdzielczej osobnymi kanałami odprowadzane są ścieki bytowe i przemysłowe, a osobnymi wody opadowe. Systemy takie powstawały później niż budowana była większość kanałów z cegły. Stąd też nie występują we wcześnie skanalizowanych zabytkowych centrach miast, gdzie dominuje kanalizacja ogólnospławna. Kanalizacja rozdzielcza, jeśli była lub jest projektowana, to powstawała lub powstaje poza już skanalizowanymi centrami miast i była lub jest budowana z materiałów nowszych od cegły, najczęściej z betonu lub tworzyw sztucznych. Ze względów ekologicznych stosowanie systemu kanalizacji rozdzielczej ma uzasadnienie, jeśli z obu rodzajów sieci ścieki odprowadzane są do oczyszczalni.

Reasumując, w niniejszej monografii najwięcej uwagi zostanie poświęcone kanałom w systemach ogólnospławnych zlokalizowanych w centrach miast, w których ich liczba jest największa oraz gdzie, z uwagi na warunki lokalne, odnowa budowli podziemnych jest możliwa praktycznie tylko z zastosowaniem technik bezwykopowych.

Literatura

- [1.1] Błaszczyk W., Stamatello H., *Budowa miejskich sieci kanalizacyjnych*, Arkady, Warszawa 1967.
- [1.2] König F., *Anlage und Ausführung von Wasserleitungen und Wasserwerken*, Verlag von Wigand, Leipzig 1911.
- [1.3] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L., *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.
- [1.4] Nowakowski R., Urbaniak M., *Wrocławskie wodociągi i kanalizacja*, MPWIK, Wrocław 2011.
- [1.5] Rybczyński W. i in., *Wodociągi i kanalizacja m.st. Warszawy 1886–1936*, Wydawnictwo Wodociągów i Kanalizacji m.st. Warszawy, Warszawa 1937.
- [1.6] Średniawa B., *Wielka kanalizacja wiktoriańskiego Londynu*, https://mlodytechnik.pl/archiwum/mt_5_07_2.pdf
- [1.7] Wóycicki K., *Wodociągi i Kanalizacja, t. II. Kanalizacje*, Trzaska, Ebert i Michalski, Warszawa 1948.

2.

Badania stanu technicznego kanalizacji murowanej z cegły

2.1. Uszkodzenia przewodów

Problematyka badań przewodów kanalizacyjnych i ich uszkodzeń została przez autorów bardzo szeroko omówiona w [2.3]. W niniejszej monografii przedstawiono zatem wyniki poszerzonej analizy dotyczącej wyłącznie systemów wybudowanych z cegły.

Uznaje się, że „prawidłowo pracujący przewód kanalizacyjny odprowadza założoną ilość ścieków do odbiornika, przy jednoczesnej jego neutralności dla otoczenia, w którym jest ułożony i przy minimalnej (zgodnej ze stanem wiedzy) uciążliwości eksploatacyjnej dla zarządzającego siecią” [2.5]. Definicja ta w pełni odpowiada prowadzonym analizom. Przyjęto dalej, że jako przewód będzie rozumiany odcinek sieci ułożonej między dwiema studzienkami.

Głównymi przyczynami uszkodzeń kanałów murowanych z cegły są procesy starzeniowe, oddziaływania zewnętrzne i wewnętrzne, a nieraz także błędy w ich eksploatacji. Procesy starzeniowe są naturalnym następstwem wieku tych budowli, który w wielu przypadkach przekracza 100 lat. Należy tu stwierdzić, na podstawie autorskich badań wielu sieci, że kanały murowane w zadziwiająco małym stopniu uległy degradacji spowodowanej ich wiekiem. Natomiast zdecydowana większość stwierdzonych uszko-

dzeń wynika ze zmiany warunków ich użytkowania – przede wszystkim składu chemicznego ścieków i mechanicznych obciążeń zewnętrznych. Nie bez znaczenia są także zmiany zagospodarowania zlewni miejskich i implikowane tym wzrosty powierzchni szczelnych. Skutkuje to w czasie intensywnych opadów przepełnieniem kanalizacji, doprowadzającym nieraz do ich pracy pod ciśnieniem wewnętrznym. W konstrukcji kanałów mogą wystąpić wtedy naprężenia rozciągające, co w przypadku budowli murowanych jest wyjątkowo niekorzystne.

Uszkodzenia mogą mieć charakter katastroficzny (zawał kanału) lub przebiegać w czasie ze skutkami, które nie są natychmiast zauważane. Jak wynika z doświadczeń autorów, stany katastroficzne (nazywane także awariami) występują incydentalnie. Przypadek taki będzie opisany w dalszej części pracy. Skutki katastrof widoczne są natychmiast lub w bardzo krótkim czasie. W przypadku przedmiotowych kanałów, zlokalizowanych zazwyczaj pod jezdniami w starej zabudowie miast, objawiają się poza przerwaniem odprowadzania ścieków zapadnięciami nawierzchni ulic czy podtopieniami niżej położonych części budynków (przeważnie piwnic).

W przypadku uszkodzeń niezauważanych z zewnątrz, przebiegających w czasie mimo zaawansowanej destrukcji kanałów, nie spełniając wymagań dotyczących np. szczelności, kanały mogą dalej odprowadzać ścieki. Realizują zatem swoje zadanie degradowując środowisko, a nawet zagrażając bezpieczeństwu sąsiadujących budowli i mieszkańców. Następuje wtedy powolne tworzenie kawern pod jezdniami czy podmywanie fundamentów. Ograniczenie liczby takich przypadków jest trudne, ponieważ wiąże się to z potrzebą prowadzenia częstych kontroli stanu technicznego sieci, co ze względu na koszty nie jest powszechnie stosowane. Należy jednak pamiętać, że mimo ograniczeń finansowych, kontrole stanu technicznego kanałów, nazywane także inspekcjami, są jednym z podstawowych elementów prawidłowej eksploatacji sieci. W przypadku kanałów przełazowych, jakimi są kolektory murowane, najskuteczniejszą formą inspekcji wzrokowej jest bezpośrednia kontrola stanu konstrukcji, prowadzona przez specjalistów wewnątrz budowli. Ze względu na bezpieczeństwo pracy oraz częsty brak takich specjalistów, kontrole bezpośrednie zastępowane są kontrolami przy użyciu kamer, co nie zawsze daje pełny obraz stanu kanału. W wyniku przeprowadzanych kontroli podejmowane są decyzje o ewentualnej konieczności wykonania szczegółowych badań *in situ* i laboratoryjnych, będących podstawą do analiz numerycznych i wnioskowania w zakresie odnowy. Metody takich badań dla kolektorów ceglanych zostały opisane w dalszej części pracy.

Najczęściej występującym uszkodzeniem w kanałach są pęknięcia ich konstrukcji (poprzeczne i podłużne), nacieki oraz lokalne ubytki lub przemieszczenia cegły, a także ubytki (wypłukania) zaprawy ze spoin. Szczegółowe zestawienia potencjalnie możliwych uszkodzeń są tworzone przez różne instytucje zajmujące się badaniami kanałów. W naszym kraju najbardziej rozpowszechnione jest nazewnictwo oraz typologia zaproponowane przez niemieckie wytyczne ATV M 143 [2.10]. Zgodnie z tym dokumentem, po minimalnych zmianach wprowadzonych przez autorów niniejszej monografii, uwzględniających specyfikę konstrukcji murowanych, w kanałach mogą występować: nieszczelności spoin, nieszczelności ścian, nieszczelności w miejscach połączeń przykanalików, nietypowe przeszkody (np. stwardniały gruz itp.), sedimentacja, stwardniałe osady, inkrustacje (nacieki), wrastające korzenie, odchyłki osi, odchyłki niwelety, mechaniczne zużycie powierzchni (w wyniku starcia), korozja materiałów konstrukcyjnych (cegły i zaprawy), rysy podłużne, rysy poprzeczne, rysy wychodzące z jednego punktu, brak części ścianki, zawał przewodu, niedrożne odgałęzienia, pęknięcia w strefie odgałęzienia, nieprawidłowo wykonane odgałęzienia, wystające króćce, nieprawidłowo wykonane króćce, pęknięcia w strefie króćca.

Analizując powyższe zestawienie potencjalnie możliwych uszkodzeń, należy podzielić je na oddziaływające niekorzystnie na środowisko, sprawność hydrauliczną oraz zdolność do przenoszenia obciążeń mechanicznych. Typy uszkodzeń w relacji do obszarów ich oddziaływań przedstawiono w tab. 2.1.

Analizując sklasyfikowane w tab. 2.1 uszkodzenia, można zatem określić ich skutki w kontekście trzech kryteriów: środowiskowego, hydraulicznego i mechanicznego (wytrzymałościowego).

Kryterium wytrzymałościowe w odniesieniu do przewodów sztywnych, jakimi są kanały murowane, sprowadza się do określenia aktualnej nośności przewodu, tzn. nośności konstrukcji w aktualnym stanie technicznym. Konieczne jest zatem wyznaczenie na podstawie badań aktualnych parametrów cegły i zaprawy. Obliczoną dla tych parametrów zdolność kanału do przenoszenia obciążeń mechanicznych porównuje się z konieczną nośnością wynikającą z rzeczywistych obciążeń, z uwzględnieniem wymaganego współczynnika bezpieczeństwa.

Kryterium ekologiczne jest jednakowe dla wszystkich rodzajów przewodów, bez względu na materiały konstrukcyjne, z jakich zostały wykonane. Sprowadza się to do kontroli szczelności kanałów i obiektów kanalizacyjnych w celu podjęcia działań zmierzających do wyeliminowania w nieszczelnych kanałach eksfiltracji ścieków lub infiltracji wody gruntowej.

Tabela 2.1. Oddziaływania uszkodzeń na: środowisko – Ś, sprawność hydrauliczną – H i zdolność przenoszenia obciążeń mechanicznych – M

Lp.	Typ uszkodzenia	Ś	H	M
1.	Nieszczelności i częściowe ubytki spoin	+	–	–
2.	Nieszczelności ścian	+	–	–
3.	Nieszczelności w miejscach podłączeń przykanalików	+	–	–
4.	Nietypowe przeszkody	–	+	–
5.	Sedymentacja	–	+	–
6.	Stwardniałe osady	–	+	–
7.	Inkrustacje (nacieki)	–	+	–
8.	Wrastające korzenie	+	+	+
9.	Odchyłki osi przewodu	–	+	+
10.	Deformacje geometryczne niwelety			
11.	Zużycie mechaniczne powierzchni (starcie)	–	+	+
12.	Korozja materiałów konstrukcyjnych (cegły i zaprawy)	–	+	+
13.	Rysy podłużne	+	–	+
14.	Rysy poprzeczne	+	+	+
15.	Rysy wychodzące z jednego punktu	+	+	+
16.	Przemieszczenia cegieł	+	+	+
17.	Przemieszczenia ścianki	+	+	+
18.	Zawał kanału	+	+	+
19.	Niedrożne odgałęzienia	+	+	–
20.	Pęknięcie w strefie odgałęzienia	+	+	+
21.	Wystający króciec	+	+	–
22.	Króciec nieprawidłowo wykonany	+	+	–
23.	Pęknięcie w strefie króćca	+	+	+
24.	Spiętrzenia ścieków	+	+	–

Kryterium hydrauliczne, podobnie jak kryterium ekologiczne, jest jednakowe dla wszystkich rodzajów przewodów, bez względu na materiały konstrukcyjne, z jakich zostały wykonane. Sprowadza się do sprawdzenia rzeczywistej przepustowości z uwzględnieniem aktualnego stanu technicznego kanału oraz jego zanieczyszczeń. Wyznaczoną przepustowość porównuje się z przepustowością wymaganą. W tabeli 2.2 przedstawiono wyniki takiej analizy dla przewodów budowanych z różnych materiałów, w tym z cegły [2.3].

Każde z uszkodzeń jest niekorzystne, aczkolwiek, jak wynika z tab. 2.2, skutki ich występowania są niejednakowe. Stąd też poniżej scharakteryzowano je, przedstawiając przykłady takich uszkodzeń, które mają największy wpływ na dobór technologii odnowy kanałów.

Tabela 2.2. Konsekwencje złego stanu przewodów kanalizacyjnych

Kryteria	Wyznaczniki	Konsekwencje
Kryterium wytrzymałościowe	Utrata nośności	UTRATA ZDOLNOŚCI PRZENOSZENIA OBCIĄŻEŃ – zniszczenie przewodu (katastrofa budowlana)
		CZĘŚCIOWE LUB CAŁKOWITE ZAMKNIĘCIE PRZEPŁYWU
		ROZLUŻNIANIE I ZAPADANIE SIĘ GRUNTU NAD PRZEWODEM – konsekwencje w postaci uszkodzeń sąsiadujących budowli
		UTRATA SZCZELNOŚCI PRZEWODU
	Zmniejszenie trwałości	PRZYSPIESZENIE ZAISTNIENIA PRZYPADKU UTRATY NOŚNOŚCI
		KONIECZNOŚĆ ZWIĘKSZENIA INTENSYWNOŚCI KONTROLI PRZEWODU
		UTRATA SZCZELNOŚCI PRZEWODU
Kryterium ekologiczne	Eksfiltracja	SKAŻENIE GLEBY – (degradacja środowiska, wyłączenie terenu z produkcji rolnej, obniżenie walorów rekreacyjnych terenów, zagrożenie zdrowia ludności)
		SKAŻENIE WÓD GRUNTOWYCH – (degradacja środowiska, zagrożenie ujęć wody do różnych celów, obniżenie walorów rekreacyjnych terenów, zagrożenie zdrowia ludności, wpływ agresywnych wód na obiekty budowlane – w tym sam przewód)
		PODWYŻSZENIE POZIOMU WÓD GRUNTOWYCH – zabagnianie terenów, konsekwencje w postaci uszkodzeń budowli (wypór, zalewanie pomieszczeń, zmiany parametrów geotechnicznych podłoża)
		ROZLUŻNIANIE GRUNTU WOKÓŁ PRZEWODU – nierównomierne osiadanie przewodu (deformacja kinety, dodatkowe rozszczelnienie przewodu, zmniejszenie wydolności), zmiana rozkładu obciążeń (utrata nośności i obniżenie trwałości przewodu), uszkodzenie sąsiadujących budowli
	Infiltracja	OBNIŻENIE POZIOMU WÓD GRUNTOWYCH – przesuszanie terenów (degradacja środowiska, niszczenie zieleni miejskiej), uszkodzenia budowli (zmiany parametrów geotechnicznych podłoża – osiadanie)
		DODATKOWE HYDRAULICZNE OBCIĄŻENIE PRZEWODÓW – zmniejszenie wydolności przewodów, przeciążenie pompowni, oczyszczalni ścieków itp. (zwiększone koszty utrzymania sieci, zanieczyszczenie wód odbiornika), przyspieszanie procesów erozyjnych w przewodzie (obniżenie trwałości przewodu), zakłócenia w procesie biologicznego oczyszczania ścieków
		PRZEDOSTAWIANIE SIĘ GRUNTU DO PRZEWODU – przeciążenie pompowni, oczyszczalni ścieków itp. (zwiększone koszty utrzymania sieci, zanieczyszczenie wód odbiornika), zmniejszanie wydolności przewodu poprzez zamulanie, zwiększenie intensywności abrazji (obniżenie trwałości przewodu)
		ROZLUŻNIANIE GRUNTU, TWORZENIE WOLNYCH PRZESTRZENI WOKÓŁ PRZEWODU I ZAPADANIE SIĘ GRUNTU NAD PRZEWODEM – zmiana rozkładu obciążeń (utrata nośności i obniżenie trwałości przewodu), konsekwencje w uszkodzenia sąsiadujących budowli

Tabela 2.2 cd.

Kryterium hydrauliczne	Ograniczenie wydolności	OKRESOWE LUB STAŁE SPIĘTRZENIE ŚCIEKÓW – praca przewodu pod ciśnieniem powodująca rozszczelnianie, zalewanie najniższych pomieszczeń w budynkach (zagrożenie zdrowia ludności, uszkodzenia budynków, straty mienia)
		NIE ODBIERANIE ŚCIEKÓW OD KORZYSTAJĄCYCH Z SIECI – okresowy zakaz lub niemożność korzystania z urządzeń powiązanych z kanalizacją (pogorszenie warunków higieniczno-zdrowotnych, wynikające z różnego typu problemów organizacyjnych, straty sfery produkcyjnej i usługowej)
		NIE ODBIERANIE WÓD OPADOWYCH – zalewanie ulic i chodników – utrudnienia komunikacyjne
	Zaburzenie strugi ścieków	ROZBRYZGIWANIE ŚCIEKÓW – tworzenie się szczególnie agresywnego środowiska powodującego korozję (obniżenie trwałości przewodu)
		POWSTANIE ZJAWISKA KAWITACJI (obniżenie trwałości przewodu)
		ODKŁADANIE I FERMENTACJA OSADÓW – zwiększenie agresywności środowiska wewnętrznego obniżające trwałość przewodu, uciążliwość zapachowa dla otoczenia

Niewątpliwie najbardziej odczuwalne w skutkach są uszkodzenia katastroficzne, jak wspomniany już zawał kanału (awaria) i uszkodzenia prowadzące do zawału. Uszkodzeniami drugiego typu, mogącymi doprowadzić do zawału, są podłużne pęknięcia konstrukcji kanałów. Występują one zazwyczaj w górnej części przekroju poprzecznego budowli (kluczu) lub w części dolnej (kinecie), a kanały z takimi uszkodzeniami określa się jako konstrukcje w stanie przedawaryjnym. Przykład takiego uszkodzenia przedstawiono na rys. 2.1 [fot. autorska].

Pęknięcia podłużne w kluczu i/lub kinecie kanałów spowodowane są ich zbyt małą nośnością, która wynika ze zmiany wielkości obciążeń na ziomu. Kanały murowane projektowano na znacznie mniejsze obciążenia, gdyż w czasach kiedy były budowane po ulicach poruszały się wyłącznie zaprzęgi konne. Nie zawsze też wykonywane były obliczenia statyczno-wytrzymałościowe tych budowli. Warto wspomnieć również o tym, że zarówno ówczesne modele obciążeń, jak i narzędzia do analiz statyczno-wytrzymałościowych nie dawały możliwości właściwego wyznaczania wartości sił wewnętrznych w konstrukcji. Nasuwa się zatem pytanie: dlaczego mimo wzrostu obciążeń, a także następującego z czasem osłabienia parametrów materiałów konstrukcyjnych, większość kanałów murowanych z cegły ciągle pracuje bezawaryjnie w rozumieniu zniszczenia ich konstrukcji? Wynika to z faktu, że część tych budowli zastała przewymiarowana w stosunku do ówczesnych potrzeb. Ponadto, w wyniku procesów

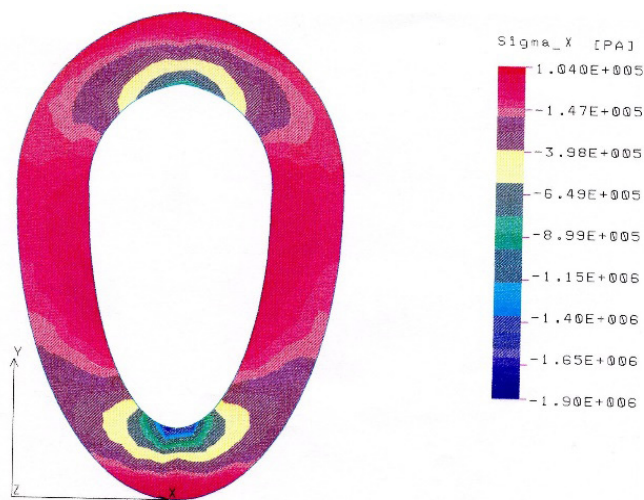


Rys. 2.1. Podłużne zarysowanie kanału w kluczu

reologicznych zachodzących w gruntach oraz korzystnego ukształtowania przekroju kanałów, następuje znaczna redukcja wielkości obciążeń działających na konstrukcję kanałów [2.1], czego efektem jest możliwość przenoszenia obecnych obciążeń. Niemniej jednak, jak wykazały doświadczenia autorów, istnieją przypadki przekroczenia naprężeń w konstrukcji kanałów. Przykładowe wyniki analizy naprężeń w konstrukcji badanego kanału, wyznaczonych z wykorzystaniem metody elementów skończonych, przedstawiono na rys. 2.2.

Jak wynika z obliczeń, w konstrukcji występują lokalne przekroczenia dopuszczalnych naprężeń rozciągających (w kluczu i kinecie), co będzie skutkowało pojawieniem się rys podłużnych, a następnie utratą nośności, mogącą doprowadzić do katastrofy (zawału).

Poprzeczne pęknięcia kanałów nie wpływają na ich nośność. Spowodowane są najczęściej nierównomiernym osiadaniem lub nieprawidłową realizacją innych obiektów w bezpośrednim sąsiedztwie kanału. Zakłócają one przepływ ścieków i umożliwiają ich eksfiltrację do gruntu lub infiltrację wody gruntowej do kanału.



Rys. 2.2. Rozkład naprężeń w konstrukcji murowanego kanału ściekowego

Eksfiltracja ścieków występuje w przypadku kanałów położonych powyżej zwierciadła wody gruntowej. Prowadzi to do skażenia niżej położonych warstw gruntu i wody gruntowej. Może także skutkować podmywaniem kanału i doprowadzić do jego nierównomiernego osiadania, a w konsekwencji także do dalszych pęknięć poprzecznych. Infiltracja ścieków występuje w kanałach położonych poniżej zwierciadła wody gruntowej. Infiltracja zwiększa ilość ścieków odprowadzanych do oczyszczalni oraz zakłóca procesy ich oczyszczania, podnosząc tym samym koszty eksploatacji systemu. Powoduje także lokalne obniżenie poziomu wód gruntowych, następstwem czego mogą być przesuszenia gruntu oraz zwiększone osiadania gruntu i budowli znajdujących się w zasięgu obniżonego poziomu wody gruntowej. Przykładowe pęknięcia poprzeczne konstrukcji kanału ceglanego przedstawiono na rys. 2.3 (fot. autorska).

Intensywność eksfiltracji zależy od skali uszkodzeń oraz położenia nieszczelności w przekroju poprzecznym budowli. W przypadku nieszczelności zlokalizowanych w obszarze kinety ścieki eksfiltrują do gruntu w sposób ciągły, z kolei przy lokalizacji uszkodzeń w wyższej części przekroju tylko w okresie dużego przepływu ścieków płynących podczas opadów.

Wielkość infiltracji zależy od wysokości zwierciadła wody gruntowej nad kanałem oraz skali uszkodzeń kanału.

Przyczyną eksfiltracji lub infiltracji są także nieszczelności punktowe, wokół których mogą powstawać promieniście rozchodzące się zarysowania konstrukcji (patrz tab. 2.1. poz. 15).



Rys. 2.3. Poprzeczne pęknięcie konstrukcji kanału ceglanego

Na rysunku 2.4 pokazano przypadek infiltracji przez nieszczelności konstrukcji. Woda gruntowa spowodowała nacieki na wewnętrznej powierzchni kanału. Mechanizm tworzenia się nacieków polega na tym, że przesączająca się woda wypłukuje z cegły, a zwłaszcza z zaprawy, rozpuszczalne sole, takie jak: siarczan wapnia, magnezu, sodu i potasu oraz rozpuszcza i wypłukuje węglan wapnia i wodorotlenek wapnia. Sole te, osadzając się na powierzchni cegły, mogą tworzyć nacieki na ścianach, a w kluczu stalaktyty, które są charakterystyczne dla grot skalnych.



Rys. 2.4. Przecieki wody do wnętrza powodujące nacieki solne (fot. autorska)

Kolejnym, bardzo niebezpiecznym uszkodzeniem jest rozluźnienie i przemieszczanie się cegieł w konstrukcji kanału. Często spowodowane jest to dynamicznymi obciążeniami budowli, pochodzącymi od poruszających się na naziemiu pojazdów. Bywają także przypadki, że uszkodzenia takie nie były usuwane od czasów wojny. Powstały w wyniku obciążeń powodowanych działaniem rozchodzących się w gruncie fal uderzeniowych od wybuchających bomb i pocisków w pobliżu kanałów. Przemieszczenia cegieł mogą występować w powiązaniu z przemieszczaniem się ścian, co jest znaczącą degradacją konstrukcji. Problem ten szczegółowo opisano w dalszej części monografii. Przykład tak uszkodzonego kanału przedstawiono na rys. 2.5.



Rys. 2.5. Pęknięcie kolektora w kluczu z przemieszczeniem konstrukcji i ubytki cegieł w ścianach

Wysunięte cegły lub przemieszczenie fragmentów konstrukcji deformują przekrój poprzeczny kanału, co utrudnia, a niekiedy nawet uniemożliwia zastosowanie niektórych technologii odnowy.

Korozja zaprawy w spoinach występuje w różnym stopniu nasilenia niemal we wszystkich kanałach, dlatego ten typ uszkodzeń został omówiony szerzej. Najintensywniej korozja uwidacznia się w kluczu oraz na granicy wahań poziomu zwierciadła ścieków. Korozja jest naturalnym następstwem narażenia materiałów konstrukcyjnych kanałów na liczne destrukcyjne oddziaływania chemiczne, zarówno od strony zewnętrznej (wody gruntowe i grunt), jak i od strony wewnętrznej (ścieki). Często uważa się, że jest ona spowodowana koncentracją w ściekach soli szkodliwych dla materiałów konstrukcyjnych. Zawartości takich soli w przeciętnych ściekach bytowo-gospodarczych w naszym kraju zestawiono w tab. 2.3.

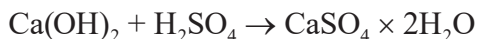
Tabela 2.3. Zawartości soli w ściekach bytowo-gospodarczych

Rodzaj soli	Zawartość soli [%]
Siarczany	0,015–0,025
Chlorki	0,01–0,03
Azotany	0,01–0,05

Wskaźnik pH ścieków bytowo-gospodarczych waha się od 6,5 do 7,0, a jak wynika z tab. 2.3 zawartość szkodliwych soli w ściekach jest śladowa. Można więc uznać, że ścieki bytowo-gospodarcze nie są agresywne w stosunku do cegły i zaprawy, stąd ich środowisko zakwalifikować można wg [2.7] do klasy ekspozycji XA1. Korozja tych materiałów spowodowana jest zatem w większym stopniu procesami biologicznymi. Wynika to stąd, że w kanałach zachodzą procesy gnilne, skutkujące powstawaniem dwutlenku węgla i siarkowodoru.

Dwutlenek węgla powoduje karbonatyzację zaczynu cementowego, a silnie zasadowy wodorotlenek wapnia zawarty w zaczynie przechodzi w objętny węglan wapnia, obniżając wartość pH zaprawy. Należy przy tym podkreślić, że proces karbonatyzacji mokrej zaprawy przebiega bardzo powoli.

Powstały w wyniku procesów gnilnych siarkowodór utlenienia się do siarki, która odkłada się na powierzchni kanału (zaprawy), tworząc źródło siarki (pożywkę) dla bakterii z rodzaju *thiobacillus thiooxidans*. Następnie bakterie utleniają siarkę do kwasu siarkowego, który powoduje korozję materiałów na matrycy cementowej (zapraw, betonów). W pierwszym etapie korozji kwas siarkowy wchodzi w reakcję z wodorotlenkiem wapnia zawartym w zaprawie cementowej, tworząc siarczan wapnia (gips), który krystalizuje z dwiema cząsteczkami wody, zwiększając przy tym swoją objętość o 130%.

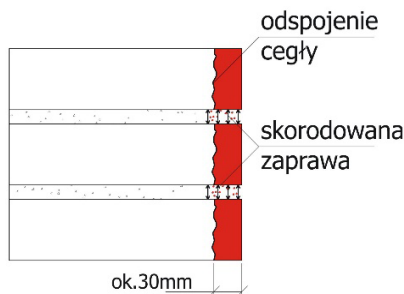


W drugim etapie korozji gips łączy się z glinianem trójwapniowym według poniższej reakcji:



tworząc sól Candlota, która krystalizując, zwiększa objętość o 227%. Warto zwrócić uwagę, że warunkiem wystąpienia tego etapu korozji jest zawartość glinianu trójwapniowego w cemencie. Cement siarczanoodporny zawiera bardzo małe ilości glinianu i dlatego trwałość zapraw na takim cemencie jest znacznie wyższa niż zapraw na zwykłych cementach.

Krystalizujący gips i sól Candlota wywołują wewnętrzne naprężenia w zaprawie powodujące jej pęcznienie, a następnie całkowite zniszczenie struktury. Ciśnienie krystalizacyjne przy przejściu CaSO_4 w $\text{CaSO}_4 \times 2\text{H}_2\text{O}$ wynosi około 110 MPa. Są to zatem naprężenia rozciągające, których zaprawa nie jest w stanie przenieść. Dodatkowo zwiększająca swą objętość zaprawa wywiera duży nacisk na cegły, co może powodować odspojenia ich powierzchni. Mechanizm tych uszkodzeń ilustruje rys. 2.6.



Rys. 2.6. Mechanizm uszkodzenia cegieł w wyniku korozji zaprawy

Tempo korozji zaprawy zależy od jej porowatości, szczelności, rodzaju użytego cementu oraz stężenia siarczanów. Porowata struktura ułatwia koncentrację substancji agresywnych i ich wnikanie w głąb zaprawy, co znacznie przyspiesza tempo korozji oraz zwiększa jej zasięg.

Badania przeprowadzone przez autorów wskazują, że szczególnie agresywne środowisko (klasa ekspozycji XA3, a nawet środowisko znacznie agresywniejsze) tworzy się w kanałach ułożonych z małymi spadkami, zwłaszcza jeśli nie są one wyposażone w skuteczną wentylację. Zbyt małe spadki powodują gromadzenie się osadów, które łatwo ulegają fermentacji. Przy braku należytej wentylacji stężenie siarkowodoru przekracza, na co wskazują badania własne autorów, nawet 500 ppm. Tego typu sytuacje występują często w kolektorach magistralnych, prowadzących ścieki do oczyszczalni, co wynika z braku w tego rodzaju kanałach przykanalików zapewniających wentylację. Autorzy, badając kanały, zidentyfikowali przypadki, kiedy wskaźnik pH osadów lub skroplin wahał się na poziomie 2,0 (a nawet 1,5), a zawartość siarczanów przekraczała 5%.

Na podstawie wieloletnich badań prowadzonych przez autorów w wielu polskich miastach można stwierdzić, że podstawowym zagrożeniem korozyjnym w przewodach o konstrukcji murowanej z cegły na zaprawie cementowej są siarczany. Podwyższoną zawartość chlorków lub azotanów stwierdzano sporadycznie. Wywołana działaniem chlorków korozja dotyczy elementów metalowych, jak stopnie wjazdowe w studzienkach czy pokrywy wejść do studzienek.

Mimo tak agresywnego środowiska w większości badanych kanałów stwierdzano tylko nieznaczny zasięg korozji zaprawy i zewnętrznych warstw cegły, zwykle do głębokości nie większej od 10–20 mm. Tak duża odporność na korozję zaprawy cementowej stosowanej do murowania kanałów w czasach, gdy powstawały te kanały, spowodowana jest dodatkem trasy reńskiego, natomiast odporność cegły wynika z jej doskonałej jakości. Tras reński był dość powszechnie używany, zwłaszcza na terenie zachodniej części Polski. Jest to naturalna pucolana powodująca istotny wzrost wytrzymałości i uszczelnienie struktury zaprawy [2.6]. Tras wiąże wolne wapno zawarte w zaprawie, które wchodząc w reakcje z siarczanami powodowałoby korozję siarczanową.

W trakcie badań kanałów zaobserwowano natomiast poważne uszkodzenia zaprawy cementowej, która była stosowana w późniejszych okresach, zwłaszcza w miejscach uzupełniania ubytków w odnawianych kanałach. Stwierdzono przypadki, że po kilku latach od wykonania prac z zastosowaniem takich zapraw zasięg korozji dochodził do 100 mm, a w bezpośrednim sąsiedztwie miejsc naprawianych, gdzie ubytki nie były uzupełnione, nie przekraczał 15–20 mm. Obserwacje te wykazują, że dobór składu zaprawy dla prac renowacyjnych w starych kanałach powinien uwzględniać jej odporność na agresywność siarczanową środowiska, jaka występuje wewnątrz tych budowli.

Więcej o uszkodzeniach, ich rodzajach i sposobie analizy w ujęciu teorii niezawodności autorzy napisali w [2.3], [2.5].

2.2. Badania *in situ*

Badania przewodów infrastruktury podziemnej można podzielić na kontrolę ich stanu technicznego oraz diagnostykę.

Kontrole mogą wynikać z podejrzenia o uszkodzeniu kanału lub zaobserwowania uszkodzenia terenu albo innych budowli zlokalizowanych w sąsiedztwie sieci, których charakter wskazuje, że mogą być skutkiem nieszczelności sieci kanalizacyjnej. Kontrola ma wtedy charakter losowy i implikuje konieczność diagnostyki, gdy w jej wyniku zostanie stwierdzony obszar niesprawności kanału. Kontrola może być także prowadzona okresowo na potrzeby programowej strategii eksploatacji systemu i jej następstwem nie muszą być badania diagnostyczne.

Celem diagnostyki jest ustalenie przyczyn powstania uszkodzeń stwierdzonych w czasie kontroli i określenie poziomu ich istotności. Badania

diagnostyczne prowadzone są co najmniej na poziomie ekspertyz technicznych przez rzeczoznawców budowlanych. Bywają przypadki, że wymagają udziału wyspecjalizowanych jednostek badawczych. Może to wynikać z konieczności stosowania złożonych procedur diagnostycznych oraz specjalistycznego sprzętu badawczego. Szczególnie zalecane jest tu uwzględnienie możliwości wykorzystania metod nieniszczących, które umożliwiają wyznaczenie w sposób bezinwazyjny parametrów, mających istotne znaczenie do prawidłowej oceny rzeczywistego stanu technicznego.

Zarówno kontrola, jak i badania diagnostyczne kanałów infrastruktury podziemnej różnią się zasadniczo od badań obiektów budowlanych zlokalizowanych na terenie. Ich specyfika wynika z lokalizacji i gabarytów budowli implikujących duże utrudnienia. Do najważniejszych utrudnień należy zaliczyć brak dostępu do kanałów od strony zewnętrznej bez wykonania wykopów, co ze względu na lokalizację przewodów (głównie pod ulicami) jest prawie zawsze niemożliwe. Badania bezpośredniego otoczenia gruntowego kanału w celu stwierdzenia występowania ewentualnych kawern lub miejsc eksfiltracji ścieków można wykonać za pomocą georadaru. Metoda ta jest jednak stosunkowo mało dokładna.

Badania *in situ* wewnątrz kanału można prowadzić bezwykopowo przy użyciu kamer telewizyjnych (CCTV – *Closed Circuit Television*) lub przez osoby pracujące wewnątrz tych budowli. W przypadku kanałów murowanych, gdzie z uwagi na ich gabaryty istnieje możliwość wejścia do wnętrza, badania prowadzi się z zasady w środku budowli. W kanałach przełazowych o mniejszych przekrojach jest to mocno utrudnione.

Zdarza się, że badania prowadzone są tylko techniką CCTV. Zdaniem autorów badania kanałów przy użyciu kamer telewizyjnych powinny być prowadzone wyłącznie w celu uzyskania informacji ułatwiających przeprowadzenie diagnostyki budowli. Wyniki badań z użyciem CCTV dają bowiem tylko jakościowy obraz technicznego stanu kanału, nie informują z kolei o ilościowych charakterystykach uszkodzeń. Przykładowo nie określają szerokości rozwarcia rys, głębokości ich penetracji czy głębokości stref skorodowanych cegły i zaprawy. A co najważniejsze, uniemożliwiają pobranie próbek do badań laboratoryjnych, które zazwyczaj są konieczne w celu określenia aktualnych parametrów materiałów konstrukcyjnych czy zagrożeń korozyjnych. Szczegółowość diagnostyki determinuje jakość przeprowadzonych na podstawie jej wyników analiz statyczno-wytrzymałościowych budowli oraz trafność doboru technologii odnowy, które decydują o bezpieczeństwie kanału i trwałości wykonanej renowacji.

Dodatkowo prowadzenie prac w kanałach utrudnia często brak możliwości ich wyłączenia (zatrzymania przepływu) na dłuższy czas z uwagi na konieczność zapewnienia ciągłości transportu hydraulicznego ścieków w sieci. Stąd też badania prowadzone są z reguły w przewodach, w których płyną ścieki. Jest to możliwe wyłącznie w okresie, gdy nie ma opadów i przepływy są ograniczone do transportu ścieków sanitarnych. W przypadku takich badań nie ma dostępu do kinety, a ich prowadzenie mogą dodatkowo utrudniać zalegające osady i inne przeszkody. Biorąc pod uwagę własne doświadczenia, autorzy uważają, że prawidłowe przeprowadzenie badań wymaga czasowego wyłączenia odcinka kanału z sieci, nawet jeśli konieczne jest przepompowanie ścieków (*by pass*). Przed badaniami kanał powinien być oczyszczony wodą pod ciśnieniem lub metodą piaskowania hydrodynamicznego.

W każdym z przypadków wejście do kanału wymaga stosowania specjalnej odzieży ochronnej i zabezpieczeń oraz asekuracji z poziomu terenu, co zazwyczaj wymaga ograniczenia ruchu na ulicy. Zagrożenie dla zdrowia, a nawet życia badających, wynika z możliwej obecności szkodliwych gazów (jak siarkowodór czy metan) i niskiego stężenia tlenu.

Stworzenie bezpiecznych warunków wymaga zatem profesjonalnego przewietrzania kanałów, prowadzenia ciągłego monitoringu stężenia gazów oraz właściwego zamocowania wszelkich elementów aparatury badawczej i przewodów elektrycznych. Monitoring stężenia gazów powinien być prowadzony ściśle w miejscu przebywania każdego pracownika, ponieważ stężenie gazów może gwałtownie wzrastać po naruszeniu osadów. Wymagane jest także zapewnienie możliwości szybkiej i bezpiecznej ewakuacji. Powyższe wymagania skutkują wzrostem kosztów badań i jednocześnie wymuszają odpowiedzialne prowadzenie inspekcji.

Badania diagnostyczne kanałów prowadzone z ich wnętrza powinny obejmować:

- inwentaryzację uszkodzeń i ich fotograficzne udokumentowanie, co może uzupełniać wyniki badań kontrolnych przy użyciu kamer CCTV,
- określenie morfologii rys i głębokości ich penetracji w głąb konstrukcji,
- określenie głębokości stref skorodowanych zaprawy i cegły,
- badania wytrzymałości na odrywanie powierzchni cegły,
- pobranie próbek materiałów konstrukcyjnych do badań laboratoryjnych obejmujących analizy chemiczne w celu określenia rodzaju korozji i stężenia agresywnych soli oraz określenia parametrów wytrzymałościowych,

- pobranie próbek ścieków, osadów i skroplin w celu określenia ich składu chemicznego i stopnia agresywnego oddziaływania na konstrukcję,
- pomiary geometrii przekroju i spadku niwelety,
- badania występowania pustek w gruncie poza obudową kolektora (do wstępnych badań wykorzystać można georadar lub mikro-kamerą wprowadzaną poza obudowę z wnętrza kolektora).

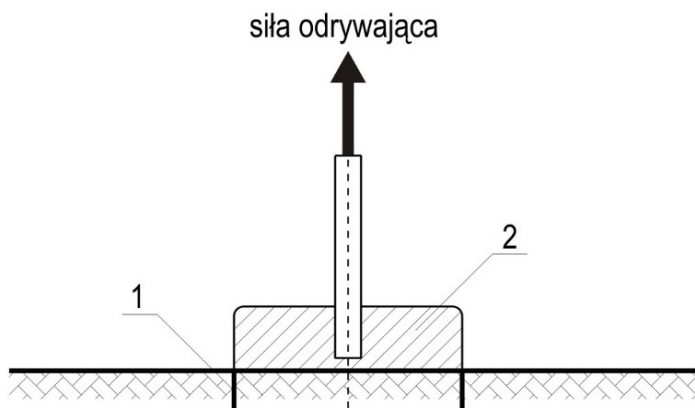
Badania *in situ* na zewnątrz sieci przeprowadzone z powierzchni terenu powinny obejmować pobranie próbek gruntu i wód gruntowych do badań laboratoryjnych oraz określenie rodzaju i parametrów mechanicznych gruntu. Badania te mogą być uzupełnione o wykrywanie pustek (kawern) i lokalnych zawilgoczeń gruntu wokół kanału, np. za pomocą georadaru.

Pierwszy etap badań diagnostycznych dotyczy czterech punktów z powyższej listy. Można powiedzieć, że jest to szczegółowa inwentaryzacja uszkodzeń z dokonaniem ich lokalizacji, opisów oraz udokumentowań fotograficznych. W odniesieniu do konstrukcji inwentaryzacja obejmuje ubytki materiału w ścianie przewodu (ubytki cegły i zaprawy w spoinach), przemieszczenia cegieł i ścian, rysy oraz spękania, miejsca występowania przecieków, a także miejsca zużycia mechanicznego (abrazja). Poza określeniem lokalizacji tych uszkodzeń ocena jest uzupełniona o pomiary ich cech geometrycznych, jak długość i szerokość rozwarcia rys oraz głębokość uszkodzeń zaprawy w spoinach. Można to wykonać przy wykorzystaniu nowoczesnych technik optycznych (urządzenia typu boroskop). W celu identyfikacji kawern poza obudową kanału zaleca się badania endoskopowe. Podczas tego etapu badań rozpoznaje się również i dokumentuje miejsca występowania w kanale osadów i nacieków, infiltracji wód gruntowych oraz wszelkich przeszkód zaburzających przepływ ścieków. Ponadto należy zidentyfikować ewentualne uszkodzenia wyposażenia kanału (np. stopni włazowych w studzienkach) i przyłączy.

Pobranie próbek w celu określenia wytrzymałości muru z cegły na ściskanie w warunkach laboratoryjnych jest mocno utrudnione z powodu konieczności pobrania próbki o znacznych wymiarach. Zapewnienie reprezentatywnej liczby próbek może prowadzić do lokalnych destrukcji kanału. Stąd też badania laboratoryjne w tym przypadku prowadzone są w sytuacjach, gdy nie ma wątpliwości, że konstrukcja kanału przeniesie istniejące obciążenia bez jej wzmocnienia. Zastąpienie badań laboratoryjnych badaniami *in situ* jest tu problematyczne ze względu na brak dedykowanej metody badawczej. Adaptacja stosowanej z powodzeniem w betonowych kanałach *quasi-nieniszczącej* metody *pull-out*, a konkretnie jej odmiana CAPO-Test, pozwala tylko na ocenę wytrzymałości cegły

na ściskanie. W stosunku do wytrzymałości muru jako kompozytu cegły i zaprawy jest to informacja bardzo przybliżona.

Badania *in situ* wytrzymałości cegły na rozciąganie metodą *pull-off* wykonuje się, aby stwierdzić, czy konstrukcja może być odnawiana z wykorzystaniem materiałów PCC (polimerowo-cementowych). Metoda sprowadza się do pomiaru siły odrywającej, jaka jest potrzebna do odrywania przyklejonego do cegły metalowego krążka (stempla) o znanej powierzchni. Pomierzona wartość siły podzielonej przez powierzchnię krążka o średnicy 50 mm wyznacza naprężenie nazywane wytrzymałością na odrywanie. Najczęściej stosowanymi aparatami pomiarowymi są szwajcarskie urządzenie o nazwie DYNA i duński BOND-Test. Schemat metody *pull-off* przedstawiono na rys. 2.7 [2.4].



Rys. 2.7. *Pull-off* – istota metody; 1 – nacięcie, 2 – stalowy stempel przyklejony do podłoża

Uwarunkowania konieczne do zastosowania odnowy z wykorzystaniem materiałów PCC zostały opisane w dalszej części pracy.

Badania chemiczne dotyczą przede wszystkim pomiaru zawartości szkodliwych soli (siarczanów, chlorków i azotanów) w próbkach pobieranych z konstrukcji kanału. Próbki do badań laboratoryjnych są najczęściej nawiercane lub odkuwane z warstwy przypowierzchniowej do głębokości około 10–15 mm.

Badania chemiczne mogą być wykonywane także *in-situ* przy wykorzystaniu specjalnych zestawów pomiarowych. Spośród znanych autorom najczęściej stosowany jest zestaw o nazwie Aquamerck-Test, który *de facto* jest przenośnym minilaboratorium chemicznym. W tabeli 2.4 zestawiono kryteria oceny stopnia zagrożenia korozyjnego w stosunku do konstrukcji murowych.

Tabela 2.4. Kryteria oceny zawartości soli w konstrukcjach murowych [2.11]

Rodzaj soli	Stopień zawartości soli		
	niewielki [%]	średni [%]	wysoki [%]
Siarczany	<0,10	0,10÷0,3	>0,3
Azotany	<0,5	0,5÷1,5	>1,5
Chlorki	<0,2	0,2÷0,5	>0,5

Ważnym badaniem jest także określenie rzeczywistej wartości współczynnika pH cegły i zaprawy. Wskaźnik ten wyznaczany jest często *in situ* testem fenoftaleinowym bądź tymolofaleinowym. Stosując te testy, należy mieć świadomość, że pozwalają oceniać pH w bardzo wąskim zakresie. Bardziej wiarygodnym jest Rainbow-Test. Umożliwia on identyfikację rozkładu wskaźnika pH w zakresie od 5 do 13 w zależności od lokalizacji badanego materiału w przekroju konstrukcji (głębokości).

Pomiary geometrii kanału są istotne z uwagi na kryterium hydrauliczne, a także późniejszy dobór metody renowacji. Zaburzenia przepływu ścieków mogą być spowodowane deformacją przekroju poprzecznego kanału oraz, co jest częstsze, niewłaściwym spadkiem niwelety. Pierwszy z przypadków ma miejsce, gdy w konstrukcji występują wysunięte cegły, lokalne deformacje ścian lub wadliwie wykonane przyłącza (patrz rozdział 2.1). Niewłaściwe spadki niwelety to przeważnie efekt nierównomiernego osiadania kanału, co jest najczęściej następstwem eksfiltracji ścieków do gruntu powodującej podmywanie budowli.

Wymienione wielkości geometryczne są określane za pomocą geodezyjnych metod inwentaryzacyjnych, wykorzystujących nowoczesne dalmierze laserowe oraz trójwymiarowe urządzenia skanujące. Badaniom tym może towarzyszyć kontrola szczelności kanału. Rozpatruje się zjawiska eksfiltracji ścieków i infiltracji wód gruntowych. Badanie jest wykonywane jako powietrzna próba ciśnieniowa, rzadziej jako ciśnieniowa próba wodna w przypadku negatywnego wyniku badania powietrznego. Wykonywane są one zgodnie z normą [2.8].

Badania przestrzeni gruntowej wokół kanału prowadzone są ze względu na potrzebę określenia:

- stref gruntu o zróżnicowanym zagęszczeniu, w tym lokalizacji stref rozluźnionego gruntu oraz pustek (kawern),
- stref gruntu o różnej wilgotności spowodowanej brakiem szczelności kanału,
- obszarów ewentualnego występowania kolmatacji i rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń powodowanych eksfiltracją ścieków,

- obszarów o agresywności chemicznej pochodzenia zewnętrznego (niezwiązanego ze ściekami).

Tradycyjnie w badaniach gruntu wykorzystuje się sondowania, odwierty i odkrywki (wykopy próbne). Używane są także narzędzia badawcze, które w części można zakwalifikować jako wywodzące się z tzw. metod geofizycznych. Spośród tych narzędzi najczęściej korzysta się z metody GPR (*Ground Penetrating Radar*). Działanie georadaru polega na impulsowym wysyłaniu z anteny nadawczej (w nowszych urządzeniach zestawu anten) fal elektromagnetycznych o wysokiej częstotliwości w głąb ośrodka gruntowego i rejestrowaniu fal odbitych od obiektów lub ośrodków różniących się wartościami stałej dielektrycznej. Przy użyciu georadaru można lokalizować strefy gruntów o różnych właściwościach, a także kawerny lub obiekty budowlane. Wykrywanie miejsc eksfiltracji jest możliwe, gdyż zawilgocenie gruntu powoduje duże obniżenie amplitudy sygnału odbitego. Lokalizacja wycieku polega w głównej mierze na obserwacji anomalii wskazań głębokości posadowienia przewodu, którego pozorne obniżenie spowodowane jest nawodnieniem gruntu w otoczeniu wycieku. Ograniczeniem dla starszego sprzętu jest występowanie gruntów niskooporowych, jak gliny lub ily, które mocno tłumią fale elektromagnetyczne. W nowszych urządzeniach problem ten został rozwiązany [2.3]. Wyniki badań georadarem umożliwiają wskazanie miejsc pobrania próbek skażonego chemicznie gruntu do badań laboratoryjnych oraz określenie potrzeby wzmocnienia podłoża pod kanałem czy wypełnienia kawern.

Badania powinny być uzupełnione pobraniem próbek gruntu do badań laboratoryjnych niezbędnych do określenia jego parametrów geotechnicznych w celu pozyskania informacji koniecznych do wykonania analiz statyczno-wytrzymałościowych kanałów. Należy także pobrać próbki do badań chemicznych gruntu i wody gruntowej w miejscach, gdzie stwierdzono eksfiltrację, co jest niezbędne ze względu na kryterium ekologiczne.

2.3. Badania laboratoryjne

Podstawą do wykonania badań laboratoryjnych jest prawidłowe przygotowanie próbek zarówno pod względem ich liczby, jak i miejsca, z którego powinny być pobrane.

W celu określenia wytrzymałości cegły na ściskanie miejsce pozyskania próbki nie jest istotne. Problem wynika tu z konieczności pobrania całych cegieł, co może być (jak już wspomniano) niebezpieczne dla kon-

strukcji kanału. Autorzy zalecają w przypadku potrzeby przeprowadzenia takich badań porównanie cegieł w konstrukcji kanału z ceglami w elementach jego wyposażenia (najlepiej w studzienkach). Jeśli budowle wykonano z takich samych cegieł, próbki można pobierać z górnych warstw konstrukcji studzienek, co nie doprowadzi do osłabienia konstrukcji kanału. Gdy rodzaje cegieł są różne, co jest rzadszym przypadkiem, cegły należy pobierać ze stref kanału, w których występują najmniejsze naprężenia. Można także pobrać cegły poluzowane lub wysunięte, jeśli w kanale występują takie uszkodzenia. We wszystkich przypadkach przestrzenie po pobranych ceglach należy natychmiast uzupełnić za pomocą cegły klinkierowej i szybkowiążącej, wodoszczelnej i siarczanoodpornej zaprawy. Do oszacowania wytrzymałości muru na ściskanie wykorzystać można próbki rdzeniowe o średnicy 50 mm pobierane z konstrukcji wiertłem rurowym [2.2]. Metoda ta nie ma jednak podstaw normowych, ale jest znacznie bezpieczniejsza dla konstrukcji kanału.

Określenie odporności cegieł na ścieranie wymaga pobrania próbek z kinety. Wiąże się to z koniecznością zatrzymania ścieków i oczyszczenia dna kanału. Skutki pobrania próbek dla konstrukcji mogą być równie groźne, jak w wyżej opisanym przypadku. Wynika to z faktu, że w kinecie następuje koncentracja naprężeń. Dlatego zasady pobierania próbek powinny być analogiczne do wskazanych powyżej. Należy podkreślić, że dla zdecydowanej większości terytorium Polski przewody układano w spadkach bliskich minimalnym, ale umożliwiającym samooczyszczanie się kanału. W takich przewodach autorzy nie obserwowali uszkodzeń spowodowanych ścieraniem kinety.

W celu określenia poziomu zanieczyszczeń cegły i zaprawy szkodliwymi solami (siarczany, azotany, chlorki) próbki należy pobrać z klucza konstrukcji i strefy wahań zwierciadła ścieków (tu należy pobrać także zdrapane osady). W celu ewentualnego porównania poziomu zanieczyszczeń w różnych miejscach konstrukcji próbki należy pobrać z innej lokalizacji. Masa próbek powinna być nie mniejsza niż 50 g, a ich forma może być dowolna (okruchy, proszek). Przy ocenie penetracji soli w głąb konstrukcji można pobrać próbki walcowe o średnicy około 30 mm i pociąć je na plastry o wysokości około 10 mm. Tak szczegółowe badanie zawartości szkodliwych soli może być niezbędne przy aplikacji niektórych technologii odnowy.

Określenie wskaźnika pH osadów i zawartości w osadach szkodliwych soli wymaga pobrania próbek o masie nie mniejszej niż 100 g. Wskaźniki pH ścieków oraz zawartości w ściekach szkodliwych soli określa się na próbkach o objętości około 1 dm³. Wskaźnik pH skroplin można określić

in situ za pomocą wskaźnika Rainbow-Test lub zebrać skropliny do badań laboratoryjnych.

Badanie wytrzymałości cegły na ściskanie przeprowadza się na próbkach przygotowanych zgodnie z procedurą opisaną w normie [2.9].

Badania odporności cegły na ścieranie wykonywane są incydentalnie. Informacja o tym parametrze jest istotna, jeśli na podstawie przeprowadzonych badań stanu technicznego budowli stwierdzono ślady starcia kinety i zapadnie decyzja o dalszej jej eksploatacji bez wzmacniania konstrukcji, a nawet bez renowacji. Znajomość odporności na ścieranie pozwala określać potencjalny czas, w jakim kineta nie zostanie starta do poziomu zagrażającego konstrukcji kanału (zmniejszenie wysokości przekroju kinety). Stan techniczny kanałów ceglanych pozwalający na pozostawienie ich bez odnowy potencjalnie jest możliwy, aczkolwiek zdarza się stosunkowo rzadko. Autorzy, mimo bardzo wielu przeprowadzonych badań, znają niewiele takich przypadków. Zdarza się natomiast często (o czym już wspomniano), że kineta wykonana jest z materiału o większej odporności na ścieranie (np. kształtki kamionkowe) niż odporność cegły. Wtedy badania, jeżeli jest to uzasadnione, mogą dotyczyć parametrów tych materiałów i muszą być prowadzone zgodnie z obligatoryjnymi dla nich procedurami.

Zawartość soli, które powodują korozję (siarczanów, chlorków i azotanów) z wystarczającą dokładnością można określić, wykorzystując zestaw laboratoryjny produkowany przez firmę MERCK (tak jak w przypadku opisanych badań prowadzonych *in situ*). Należy jednak podkreślić, że warunki laboratoryjne umożliwiają uzyskanie dokładniejszych i bardziej wiarygodnych wyników. Autorzy zalecają przeprowadzenie badań laboratoryjnych zawsze wtedy, gdy pomiary wykonane *in situ* wydają się mało prawdopodobne. W celu weryfikacji wyników można na przykład użyć metody spektroskopii masowej.

Wykonanie kontrolnych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych wymaga znajomości geotechnicznych parametrów ośrodka gruntowego otaczającego i obciążającego kanał. W Polsce analizy statyczno-wytrzymałościowe prowadzone są zazwyczaj według wytycznej ATV [2.12]. Zgodnie z tym dokumentem należy określić rodzaj gruntu oraz zakwalifikować go do jednej z czterech grup i wyznaczyć wskaźnik lub stopień zagęszczenia i ewentualnie wyznaczyć moduł odkształcenia gruntu. Wytyczna dzieli grunty na cztery kategorie:

- G1 – grunty niespoiste (np. piasek, żwir, pospółka),
- G2 – grunty słabo spoiste (np. piasek pylasty, żwir pylasty),
- G3 – grunty spoiste mieszane (np. piasek gliniasty, żwir gliniasty),
- G4 – grunty spoiste (np. gliny, iły, glina pylasta).

Podstawowe parametry gruntów w poszczególnych grupach przedstawiono w tab. 2.5 [2.12].

Tabela 2.5. Podstawowe parametry gruntów

Kategoria	Ciężar objętościowy γ_B [kN/m ³]	Kąt tarcia wewnętrznego φ'
G1	20	35
G2	20	30
G3	20	25
G4	20	20

W przypadku stosowania innych metod obliczeniowych lub konieczności sprawdzania posadowienia (np. studzienek) konieczne jest także określenie kąta tarcia wewnętrznego, modułu odkształcenia E i spójności gruntu w poszczególnych strefach.

Gdy występuje eksfiltracja ścieków, należy na podstawie próbek pobranych z miejsc zanieczyszczonych ściekami określić poziom skażenia gruntu i wody gruntowej.

Literatura

- [2.1] Budzianowski Z., Lessaer S., *O możliwości obciążenia terenu nad dawno ułożonym rurociągiem podziemnym*, „Inżynieria i Budownictwo” 1970, nr 4, s. 130–135.
- [2.2] Gruszczyński M., Matysek P., *Ocena wytrzymałości murów ceglanych na podstawie badań odwiertów rdzeniowych*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, „Czasopismo Techniczne Budownictwo” 2011, nr 3-B, zeszyt 19, rok 108, s. 57–69.
- [2.3] Madryas C., Przybyła B., Wysocki L., *Badania i ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2010.
- [2.4] Madryas C., Moczko A., Wysocki L., *Nowoczesne narzędzia i metodyka pracy przy opracowywaniu ekspertyz z zakresu infrastruktury podziemnej*. Konferencja „Warsztaty pracy rzeczoznawcy”, Kielce –Cedzyna 2012.
- [2.5] Przybyła B., *Ocena i kształtowanie konstrukcji przewodów kanalizacyjnych w ujęciu teorii niezawodności*, praca doktorska, Instytut Inżynierii Ładowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1999.

-
- [2.6] Wóycicki K., *Wodociągi i Kanalizacje. T. II. Kanalizacje*, Trzaska, Ebert i Michalski, Warszawa 1948.
 - [2.7] Norma PN-EN 206 + A1:2016. *Beton – Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*.
 - [2.8] Norma PN-EN 1610:2015-10. *Budowa i badanie przewodów kanalizacyjnych*.
 - [2.9] Norma PN-EN 772-1:2001. *Metody badań elementów murowych. Część 1: Określanie wytrzymałości na ściskanie*.
 - [2.10] Wytyczne ATV M 143. Teil 2. *Optische Inspektion – Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Abwasserkanälen und -leitungen*, ATV-Regelwerk, GFA-Verlag e.V., 1999.
 - [2.11] Wytyczne WTA nr 2-9-04. *Sanierputzsysteme*.
 - [2.12] Wytyczne ATV-DVWK – A 127 P. *Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych*, Wydawnictwo Sedel-Przywecki Sp. z o.o., wydanie 3, Warszawa 2002.

3.

Technologie odnowy

3.1. Odnowy niesystemowe

3.1.1. Cementacja i naprawy murarskie

W przypadkach powierzchniowej korozji cegieł i nieznacznych ubytków zaprawy, gdy w wyniku obliczeń statyczno-wytrzymałościowych zostanie stwierdzone, że nośność kanału jest ciągle wystarczająca, to odnowa konstrukcji (nazywana w takim przypadku często renowacją) może być ograniczona do:

- 1) usunięcia skorodowanej warstwy cegły (zazwyczaj przy użyciu wysokociśnieniowego strumienia wody z piaskiem – czyszczenie hydrodynamiczne),
- 2) uzupełnienia ubytków zaprawy i wykonania metodą natryskiwania wewnętrznej warstwy ochronnej z zaprawy PCC, modyfikowanej w celu zwiększenia odporności na agresję chemiczną, przede wszystkim siarczany.

Widok powierzchni kanału po czyszczeniu hydrodynamicznym przedstawiono na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Powierzchnia kanału murowanego po usunięciu (hydrodynamicznie) skorodowanej warstwy cegły (fot. autorska)

W przypadku tak wykonanych prac nośność kanału wzrasta nieznacznie, co wynika z uzupełnienia spoin. Podwyższona zostaje natomiast odporność konstrukcji na agresję chemiczną i biologiczną. Widok fragmentu wnętrza kanału w trakcie nanoszenia warstwy z natryskiwanej zaprawy cementowej przedstawiono na rys. 3.2. W kluczu zamontowano stemple do badań *pull-off* w celu określenia uzyskanej wytrzymałości na odrywanie warstwy zaprawy od powierzchni muru.



Rys. 3.2. Powierzchnia kanału w trakcie nanoszenia warstwy ochronnej z modyfikowanej zaprawy cementowej (fot. autorska)

Doświadczenia własne autorów wskazują, że warunkiem powodzenia tych prac jest dokładne usunięcie nie tylko osłabionej warstwy cegieł, ale także elementów warstwy z wysoką zawartością siarczanów. Całkowite wypełnienie porów w górnych warstwach cegły siarczanami nie spowoduje widocznego osłabienia tej warstwy. Natomiast po nałożeniu na takie podłoże szczelnej warstwy zaprawy PCC o wysokiej odporności na siarczany w wyniku dyfuzji siarczanów pod powłoką dochodzi do ich koncentracji i korozji zaprawy. Procesy korozyjne powodują wtedy całkowite zniszczenie przyczepności zaprawy do podłoża ceglanego i jej odpadanie.

Wszystkie zaprawy PCC, także te o wysokiej odporności na siarczany, nie są odporne na środowisko o wskaźniku $\text{pH} < 4,0$ i środowisko o bardzo wysokiej zawartości siarczanów. Takie środowisko może występować w kanałach o małych spadkach, gdzie dochodzi do fermentacji ścieków i osadów. Należy dodać, że powłoka PCC utrudnia dyfuzję pary wodnej z konstrukcji kanału, co może także doprowadzić do odspojen powłoki od podłoża. Dokładna i periodiczna, wykonywana w małych odstępach czasu kontrola zawartości siarczanów w podłożu ceglanym jest stosunkowo trudna i praktycznie niewykonalna. Dlatego, jeżeli nie ma takiej kontroli, nie zaleca się nakładania powłok na podłoże ceglane. Poprzestać należy na starannym oczyszczeniu spoin i dokładnym uzupełnieniu ubytków zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany.

Zdecydowanie skuteczniejszymi zabezpieczeniami, niezbyt często stosowanymi ze względu na wyższe koszty i większą pracochłonność, są rozwiązania, gdzie warstwę natryskiwanej zaprawy zastępuje się płytkami ceramicznymi albo bazaltowymi. Pokazano to na rys. 3.3 [3.2]. Konieczne jest w tym przypadku zastosowanie płytek odpornych na agresję chemiczną i biologiczną, a przede wszystkim materiałów na spoiny i materiału do mocowania płytek. Także tutaj warunkiem powodzenia renowacji jest dokładne usunięcie osłabionej i zanieczyszczonej siarczanami warstwy cegieł, a także usunięcie skorodowanej zaprawy ze spoin. W przypadku braku możliwości dokładnej kontroli stopnia usunięcia zanieczyszczonych siarczanami materiałów należy stosować mechaniczne mocowanie płytek do podłoża za pomocą łączników odpornych na korozję.

Naprawy uszkodzonych części murowanych w wyniku lokalnych przemieszczeń ścian, ubytków cegieł lub fragmentów muru można wykonać, przemurując fragmenty konstrukcji kanału. Taki rodzaj odnowy nie zwiększa jej nośności w skali globalnej lub zwiększa ją tylko nieznacznie. Przywraca natomiast ciągłość konstrukcji, eliminując nieszczelności w miejscach naprawianych. Do przeprowadzenia odnowy w takiej skali używa się cegły i zaprawy, które muszą charakteryzować się parametrami dostosowanymi do obecnych wymogów.



Rys. 3.3. Rewaloryzacja konstrukcji stropu kanału murowanego przy użyciu płytek ceramicznych

Cegła ceramiczna pełna kanalizacyjna i klinkierowa. Podstawowym surowcem do produkcji cegły jest glina i ił z dodatkiem piasku. Z surowców tych po ich nawilżeniu i starannym wymieszaniu formuje się cegły, które po wstępnym wysuszeniu poddaje się wypalaniu. Cegłę ceramiczną kanalizacyjną wypala się w temperaturze od 850 do 950°C, a cegłę klinkierową w temperaturze około 1100°C, w której następuje częściowe spieczenie surowców i dlatego ma ona znacznie szczelniejszą strukturę i większą wytrzymałość.

Do murowania kanałów lub ich odnowy należy stosować cegłę o podwyższonej jakości, dobrze wypaloną, o wysokiej wytrzymałości na ściskanie – dla cegły kanalizacyjnej nie mniejszej od 15 MPa, a dla klinkierowej nie mniejszej niż 25 MPa. Cegły ceramiczne pełne do murowania kolektorów powinny charakteryzować się zmniejszoną nasiąkliwością. Nasiąkliwość cegły zwykłej może dochodzić do 22%, podczas gdy cegły kanalizacyjnej nie powinna przekraczać 12%. Nasiąkliwość cegły klinkierowej waha się od 12% dla cegły o wytrzymałości 25 MPa do 6% dla cegły o wytrzymałości 35 MPa. Szczelniejsza struktura i mniejsza nasiąkliwość znacznie podnoszą odporność cegły na korozję. Cegła stosowana do murowania kolektorów powinna być dobrze wypalona i charakteryzować się zwartą, jednorodną strukturą bez domieszek margla. W celu zmniejszenia szerokości spoin należy stosować cegły o możliwie małych odchyłkach wymiarowych. W kanałach o mniejszych wymiarach, w celu zmniejszenia

szerokości spoin, poza cegłą prostą można stosować cegłę klinową. W Polsce produkowano cegłę klinową KG55 o wymiarach $55 \times 65 \times 120 \times 250$ mm i KG45 o wymiarach $45 \times 65 \times 120 \times 250$ mm. Szczegółowe wymagania dla cegły kanalizacyjnej i dla cegły klinkierowej określono w normie [3.17].

Zaprawa. Do murowania kolektorów lub ich odnowy należy stosować mocną zaprawę cementową o stosunku cementu do kruszywa 1 : 3, a do spoinowania nawet 1 : 2. Stosować należy kruszywo płukane, o składzie zapewniającym dużą odporność na korozję i uziarnieniu mieszczącym się w polu dobrego uziarnienia. Szczególnie przydatny jest tu piasek kwarcowy. Wymagania dla zapraw określono w normie [3.18], [3.19]. Piasek powinien spełniać wymagania określone w pracy [3.20]. Podwyższenie trwałości zaprawy można uzyskać przez stosowanie:

- 1) dodatku naturalnej pucolany (np. trasy), która uszczelnia strukturę zaprawy oraz wiąże wolne wapno zawarte w cemencie,
- 2) dodatków poprawiających szczelność struktury (mikrokrzemionka, tworzywa sztuczne),
- 3) specjalnych, odpornych na korozję siarczanową cementów.

Do obecnie produkowanych cementów odpornych na siarczany zaliczyć można:

- cement pucolanowy,
- cement hutniczy,
- cement portlandzki zwykły, bez dodatków, o obniżonej zawartości C_3A ,
- cement supersiarczanowy.

Przez cement pucolanowy zgodnie z normą [3.21] rozumie się cement portlandzki o dużej zawartości pucolany. Norma wyróżnia dwa rodzaje cementu pucolanowego:

1. CEM IV/A o zawartości pyłu krzemionkowego, pucolany naturalnej i przemysłowej oraz popiołu lotnego krzemionkowego od 21 do 35%,
2. CEM IV/B o zawartości pyłu krzemionkowego, pucolany naturalnej i przemysłowej oraz popiołu lotnego krzemionkowego od 36 do 55%.

Zawartość pyłu krzemionkowego nie może być większa niż 10%. W warunkach podwyższonej agresji chemicznej korzystniejsze jest stosowanie cementu CEM IV/B.

Cement pucolanowy jest cementem niskokalorycznym o zwiększonej odporności na siarczany i słabe kwasy. Daje on wolne przyrosty wytrzymałości oraz stosunkowo niską wytrzymałość końcową, jednak wystar-

czającą dla zaprawy do murowania nowych czy rekonstruowania lub odnowy kanałów murowanych.

Cement hutniczy powstaje przez zmieszanie cementu portlandzkiego i zmielnego, granulowanego żużla wielkopiecowego. Norma [3.21] wyróżnia trzy rodzaje cementu hutniczego:

1. CEM III/A o zawartości żużla wielkopiecowego od 35 do 64%,
2. CEM III/B o zawartości żużla wielkopiecowego od 66 do 80%,
3. CEM III/C o zawartości żużla wielkopiecowego od 81 do 95%.

Do murowania przewodów kanalizacyjnych powinno stosować się cement CEM IIIB i CEM IIIC. Cement CEM III/C ma szczególnie wysoką odporność na agresję chemiczną, zwłaszcza siarczanową. Cement hutniczy charakteryzuje się niską kalorycznością oraz powolnymi przyrostami wytrzymałości, ale wysoką wytrzymałością końcową. Żużel wielkopiecowy może zmniejszyć przepuszczalność wody przez zaprawę nawet 100-krotnie [3.3]. Cement hutniczy zawiera znacznie mniej wodorotlenku wapnia, co w połączeniu z mniejszą wodoprzepuszczalnością zapewnia zwiększoną odporność na korozję, w tym siarczanową. Cement portlandzki zwykły CEM I zgodnie z [3.21] można uznać za umiarkowanie siarczanoodporny, gdy zawartość C_3A jest nie większa niż 5% i za wysoko siarczanoodporny, gdy zawartość C_3A jest nie większa niż 3%. Norma [3.22] wprowadza natomiast następujące odmiany cementu siarczanoodpornego:

1. CEM I MSR o umiarkowanej odporności na siarczany,
2. CEM I HSR o dużej odporności na siarczany,
3. CEM I MSR NA niskoalkaliczny o umiarkowanej odporności na siarczany,
4. CEM I HSR NA niskoalkaliczny o dużej odporności na siarczany.

W zależności od wytrzymałości na ściskanie wyróżnia się następujące klasy cementu: 32.5, 32.5 R, 42.5, 42.5 R, 52.5 i 52.5 R. Literą R oznaczono klasy o wysokiej wytrzymałości wczesnej. Szczególnie istotna do uznania danego cementu za siarczanoodporny jest zawartość $3CaO \times Al_2O_3$ (C_3A). Zatem cementom stawiane są następujące wymagania:

- CEM I HSR $\leq 3\%$,
- CEM I MSR $\leq 8\%$.

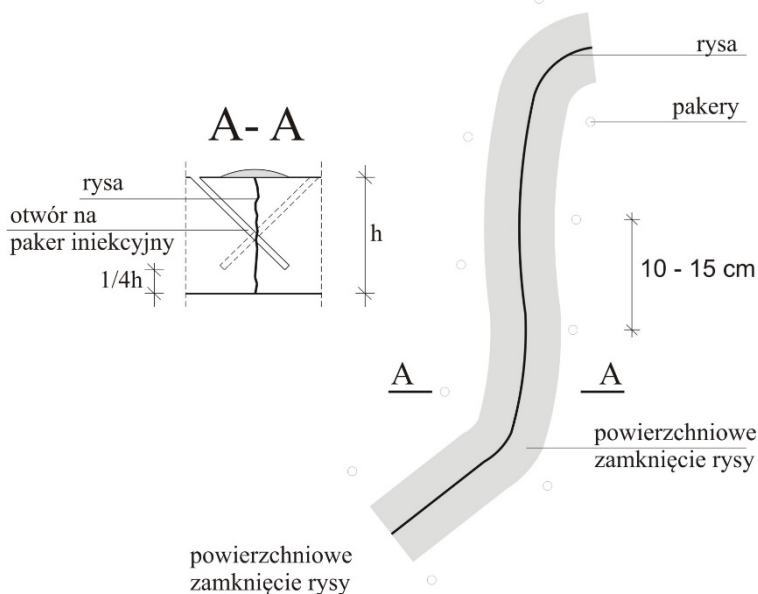
Cement supersiarczanowy (nie jest produkowany w Polsce) wytwarza się przez wspólny przemiał około 80% granulowanego żużla wielkopiecowego, 10÷15% siarczanu wapniowego (w postaci gipsu martwopalonego lub anhydrytu naturalnego) i do 5% klinkieru portlandzkiego. Cement ten charakteryzuje się niskim ciepłem hydratacji oraz stosunkowo wysoką odpornością na siarczany i kwasy humusowe.

Do poprawienia odporności chemicznej zapraw można stosować dodatki tworzyw sztucznych, których działanie polega przede wszystkim na znacznym zmniejszeniu nasiąkliwości zaprawy. Dobre efekty przynosi dodatek do wody zarobowej w ilości około 10% specjalnej emulsji asfaltowej lub około 25% dyspersji tworzywa sztucznego. Badania cech fizycznych i wytrzymałościowych zapraw wykonuje się zgodnie z normami [3.23], [3.24].

Do murowania kanałów stosować też można gotowe zaprawy PCC (beton polimerowo-cementowy) o potwierdzonej wysokiej odporności na siarczany, co bez wątpienia ułatwia wykonawstwo.

3.1.2. Lokalne odnowy konstrukcji kanału

Określenie „lokalne odnowy konstrukcji” nie jest szczegółowo zdefiniowane. W niniejszej pracy rozumiane jest jako wykonywanie lokalnych napraw, obejmujących pojedyncze zarysowania konstrukcji oraz nieszczelności będące skutkiem zarysowań lub nieszczelności wynikających z innych uszkodzeń. Odnowa prowadzona jest zatem w celu spełnienia kryteriów – wytrzymałościowego i ekologicznego. Pierwszy rodzaj napraw polega na przywróceniu ciągłości konstrukcji, a drugi na uszczelnieniu przecieków.



Rys. 3.4. Schemat procesu sklejania rysy

Naprawy przywracające ciągłość konstrukcji dotyczą zarysowań konstrukcji kanału, skutkujących lokalną utratą szczelności i lokalnym obniżeniem nośności. Celem takiej naprawy jest „sklejenie” konstrukcji w obrębie rysy. Prawidłowo wykonane „sklejenie” eliminuje przeciek i przywraca pierwotną nośność konstrukcji. Skuteczne wykonanie naprawy wymaga określenia przyczyn powstania zarysowań, a także sprawdzenia, czy zakończył się już proces poszerzania rys. W pełni efektywne sklejenie może być wykonane tylko dla rys, w których nie obserwuje się zmian szerokości rozwarcia. Konsekwencją sklejenia rysy o zmieniającej się szerokości rozwarcia może być powstanie nowej rysy, zlokalizowanej zwykle w sąsiedztwie poprzedniej. Mimo takiego zagrożenia obserwacja zmian rozwarcia rys w czasie w kanałach ściekowych jest iluzoryczna. Dlatego też, w zdecydowanej większości przypadków, ten element badań jest pomijany. Schemat ideowy procesu sklejanie rysy zilustrowano na rys. 3.4.

Kolejność prac związanych ze „sklejaniem” rysy powinna być następująca:

- analiza stabilności rozwarcia rysy (porównywanie szerokości rozwarcia rysy z wynikami wcześniejszych pomiarów, np. za pomocą rysomierzy – badanie rekomendowane),
- dobór rodzaju i lepkości żywicy do sklejanie rysy,
- dobór pakerów iniekcyjnych i ich rozstawu,
- zamknięcie powierzchniowe rysy zaprawą PCC,
- nawiercenie otworów i osadzenie pakerów w konstrukcji,
- oczyszczenie i osuszenie rysy i strefy wokół rysy,
- wtlaczanie żywicy sklejącej do pakerów,
- odłamanie pakerów (po wtłoczeniu żywicy do wszystkich pakerów),
- wypełnienie zaprawą PCC miejsc po pakerach.

Do sklejanie rys stosuje się standardowo żywicę epoksydową, a znacznie rzadziej żywicę winyloestrową, którą stosuje się tylko w przypadku szczególnych zagrożeń korozyjnych lub zagrożenia działaniem podwyższonych temperatur. Lepkość żywicy dobiera się przede wszystkim na podstawie szerokości rozwarcia rysy.

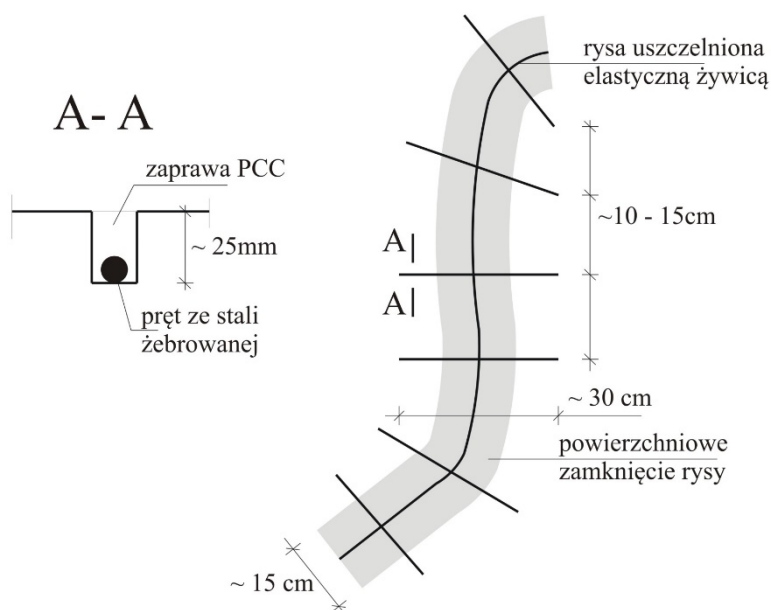
Dobór pakerów polega na określeniu długości pakerów oraz ich średnicy. Najczęściej stosuje się pakery o średnicy 10÷12 mm. Pakery powinny być dociśnięte do konstrukcji tak, aby ciśnienie w trakcie wtlaczania żywicy nie spowodowało jej wycieku lub wypchnięcia pakerów. Zamknięcie powierzchniowe rysy zaprawą PCC ma na celu ograniczenie możliwości wycieku żywicy w trakcie jej wtlaczania. Pomaga to równomiernie wypełnić rysę. Do zamykania rys stosuje się najczęściej szybkosprawnie zaprawy

PCC, używane do uszczelniania przecieków także w innych budowlach. Przed nałożeniem warstwy zaprawy należy dokładnie oczyścić powierzchnię muru wokół rysy (na szerokość ok. 15 cm), a gdy jest to konieczne, nadać powierzchni szorstkości w celu zapewnienia dobrej przyczepności zaprawy.

Po wykonaniu powierzchniowego zamknięcia rysy nawiercane są otwory i osadzone pakery. Rozstawy pakerów dobierane są na podstawie wyników próbnego wtłaczania. Najczęściej stosuje się ich rozstaw od 10 do 15 cm.

Warunkiem skutecznego sklejenia rysy jest jej dokładne wyczyszczenie i osuszenie. Rysy czyści się wodą wtłaczaną pod ciśnieniem do osadzonych pakerów. W szczególnych przypadkach do wody mogą być dodawane środki poprawiające skuteczność usuwania zanieczyszczeń. Następnie rysy są osuszane powietrzem wtłaczanym przez pakery (szczególnie korzystne jest wtłaczanie podgrzanego powietrza). Wilgotność muru w strefie rysy nie powinna być wyższa od wilgotności określonej w karcie technicznej żywicy.

Wtłaczanie żywicy sklejącej rysę rozpoczyna się od najniższej położonego pakera i kontynuuje do momentu pojawienia się żywicy w pakerze położonym powyżej. Czynności powtarzane są aż do najwyższej położonego pakera. Ciśnienie w trakcie wtłaczania żywicy dobierane jest tak, aby ży-



Rys. 3.5. Schemat „zszywania” rysy w zarysowanym murze

wica skutecznie wypełniła rysę. Nie należy przekraczać ciśnienia iniekcji o wielkość około $\frac{1}{3}$ wytrzymałości muru na ściskanie. Sklejenie rys, przez które przesącza się woda, wymaga zastosowania żywic poliuretanowych lub akrylowych. Sklejenie rys tymi żywicami nie przywraca ciągłości konstrukcji, ale powoduje uszczelnienie przecieku.

W przypadku konieczności „uciąglenia” konstrukcji kanału w strefie uszczelniania rys należy dodatkowo zastosować ich „zszycie” za pomocą prętów stalowych. Schemat wykonania takich prac zilustrowano na rys. 3.5.

Do zszywania rys zaleca się używanie prętów żebrowanych (np. ze stali BP 500SP), zapewniających lepszą przyczepność oraz zaprawy PCC klasy R4 według PN-EN 1504 o podwyższonej odporności na siarczany. Średnicę pręta należy dostosować do wymiarów spoin – zwykle stosuje się pręty o średnicy 6–8 mm. Pręty zszywające (zazwyczaj o długości ok. 30 cm) układa się w co trzeciej spoinie (co trzy warstwy cegieł), wykonując następujące czynności:

- usunięcie ze spoin zaprawy na głębokość ok. 35 mm,
- oczyszczenie powstałej szczeliny,
- wypełnienie części szczeliny bezskurczową zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany, tak aby pozostało ok. 20 mm niewypełnionej przestrzeni,
- umieszczenie w tak przygotowanych szczelinach żebrowanych prętów stalowych (w uzasadnionych przypadkach można zastosować stal nierdzewną),
- wypełnienie szczeliny bezskurczową zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany.

W przypadku dużych nieszczelności, wynikających także z innych uszkodzeń, konieczne jest zastosowanie żywicy akrylowej, która umożliwia regulację czasu żelowania. Czas ten można dobrać tak, aby żelowanie, a zatem uszczelnienie, nastąpiło natychmiast po wtłoczeniu żywicy w uszkodzone miejsce i jej kontakcie z wodą.

Przy mniejszych przeciekach stosuje się żywice poliuretanowe o lepkości uzależnionej od rozmiarów uszkodzenia. Żywica poliuretanowa gwałtownie rozpręża się w kontakcie z wodą, uszczelniając konstrukcję.

Żywice wprowadzane są przy użyciu iniekcji z zachowaniem następującej kolejności prac:

- oczyszczenie miejsca przecieku wodą pod ciśnieniem,
- uszczelnienie powierzchniowe miejsca wokół wycieku zaprawą PCC,
- osadzenie pakerów w liczbie zależnej od wielkości uszkodzenia, przez które następuje przeciek,

- doszczelnienie (ewentualne) żywicą epoksydową miejsc zainiektowanych żywicą akrylową lub poliuretanową,
- wyłamanie pakerów,
- zaszpachlowanie miejsc po pakerach szpachlówką PCC o odporności na siarczany dostosowanej do zagrożeń, wynikających ze stwierdzonej klasy ekspozycji.

Uszczelnienie oboma typami żywic tworzy elastyczne wypełnienie, które nie zapewnia ciągłości konstrukcji (przenoszenia sił wewnętrznych).

Punktowe przecieki mogą być także uszczelniane, co w większości przypadków jest łatwiejsze, za pomocą szybkosprawnych, wodoszczelnych zapraw typu PCC (spełniających wymagania określone w normach PN-EN 1504).

Przy użyciu zapraw PCC można uszczelnić nawet bardzo intensywny wyciek. Warunkiem jest zastosowanie materiału o bardzo szybkim czasie wiązania (kilkadziesiąt sekund). Istotne jest dokładne rozkucie miejsca przecieku w celu nadania kształtu uniemożliwiającego wypchnięcie zaprawy PCC ciśnieniem infiltrującej wody. Uszczelnienia przecieku za pomocą materiału mineralnego są trwalsze od uszczelnień materiałami żywicznymi. Wynika to z procesów reologicznych, zmieniających parametry żywic, co powoduje, że żywice stają się mniej elastyczne i ulegają skurczowi. Skutkować to może rozszczelnieniem uszczelnionego miejsca.

W przypadku sieci kanalizacyjnej wykonanej z cegły nie występuje duża liczba złączy. Jednakże w miejscach połączeń kanałów z elementami wyposażenia, szczególnie ze studzienkami rewizyjnymi, mogą pojawić się nieszczelności. W sieciach wybudowanych z elementów prefabrykowanych, gdzie problem nieszczelności złączy jest bardzo istotny, uszczelnienia przecieków wykonuje się najczęściej za pomocą iniekcji ciśnieniowej z wykorzystaniem żywic poliuretanowych lub akrylowych. Prace związane z aplikacją tych materiałów w kanalizacji murowanej są analogiczne do prac, jakie zostały przedstawione w opisie uszczelniania konstrukcji kanałów. W przypadku, gdy infiltracja spowodowała powstanie pustki za obudową kanału, wskazane jest wcześniejsze wtłoczenie za obudowę zaczynu cementowego z dodatkiem popiołu. Dodatek popiołu poprawia płynność iniektu i obniża jego wytrzymałość, co zmniejsza zagrożenie utworzenia lokalnego, sztywnego podparcia kanału. Dopiero po wypełnieniu pustki złącze należy doszczelniać, iniektując żywicę.

Uszczelnienie złącza można wykonać także za pomocą elastycznego kitu. Najczęściej stosuje się kity o elastyczności od 15 do 30%, charakteryzujące się wysoką przyczepnością do powierzchni. Kolejność prac

związanych z uszczelnieniem złącza za pomocą elastycznego kitu jest następująca:

- oczyszczenie złącza,
- uzupełnienie ubytków muru na krawędziach zaprawą PCC,
- osuszenie złącza do stanu wymaganego w karcie technicznej stosowanego kitu,
- wciśnięcie w złącze sznura (tak, aby pozostała do wypełnienia szczelina o wysokości równej szerokości złącza),
- zaimpregnowanie krawędzi złącza (w celu poprawienia przyczepności kitu) materiałem wskazanym w karcie technicznej stosowanego kitu,
- wypełnienie szczeliny kitem (tak, aby utworzyć menisk wklęsły).

Złącza można także uszczelniać za pomocą elastycznych taśm (najczęściej z EPDM), przyklejanych do podłoża odpowiednim klejem lub wykonując na złączu opaskę z włókniny szklanej i żywicy epoksydowej. Opaska usztywnia złącze i może tracić szczelność w przypadku przemieszczenia się konstrukcji (np. nierównomiernego osiadania). Ze względu na omówione wyżej procesy reologiczne zachodzące w żywicach iniekcyjnych wskazane jest połączenie uszczelnienia za pomocą iniekcji ciśnieniowej z aplikacją elastycznego kitu.

Opisane w tym rozdziale metody odnawiania kanałów murowanych wymagają zatrzymania przepływu ścieków. Ponadto ich skuteczność jest zdeterminowana zachowaniem bardzo wysokich reżimów w trakcie wykonywania odnowy. W praktyce, ze względu na trudne warunki pracy w kanałach, jest to bardzo trudne, a nieraz wręcz niemożliwe. Stąd też w zdecydowanej większości przypadków podejmowane są decyzje o odnowie murowanych kanałów i elementów wyposażenia metodami systemowymi.

3.2. Rozwiązania systemowe

3.2.1. Technologia relining

Bezwykopowe, systemowe technologie odnowy, zmieniające zdolności przewodów do przenoszenia obciążeń mechanicznych, polegają na wprowadzaniu do ich wnętrza niezależnej, samonośnej konstrukcji nazywanej linerem. Liner może być:

- wykonany jako konstrukcja o mniejszym przekroju poprzecznym (rura lub profil dostosowany do innego kształtu przekroju poprzecznego kanału),
- formowany *in situ* i ściśle przylegający do wewnętrznej powierzchni odnawianego przewodu – wykładzina CIPP (ang. *Cured-in-place pipe*),
- wykonany *in situ* jako żelbetowa konstrukcja (rozwiązaniem systemowym jest tu np. technologia TroLining).

W pierwszym przypadku przestrzeń między odnawianym kanałem a linerem wypełniana jest lekkim betonem, nazywanym także iniektem, którego zadaniem jest ustabilizowanie położenia linera w przekroju poprzecznym budowli. Ten system (technologię) odnowy nazywany relining został opisany w tym rozdziale.

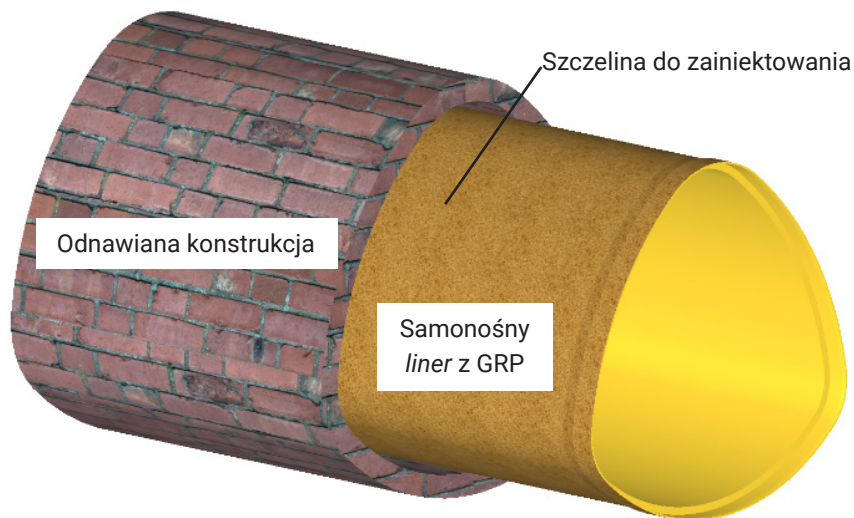
W drugim systemie są to konstrukcje wytwarzane np. z włókniny poliestrowej o strukturze filcowej, a także z maty z włókien szklanych. W obu przypadkach osnowy nasycane są żywicą syntetyczną. W Polsce tego typu liner nazywany jest zazwyczaj „rękawem”. Ten system został opisany w rozdziale 3.2.2.1.

Wykonanie linera w technologii TroLining polega na wprowadzeniu do wnętrza kanału szalunku z płyt polietylenowych. W przestrzeni między odnawianym kanałem a szalunkiem umieszcza się uprzednio obliczone zbrojenie, po czym przestrzeń wypełnia się betonem samozagęszczalnym, tworząc samonośną konstrukcję żelbetową z izolacją z płyt polietylenowych (pozostawiony szalunek). Ten system został omówiony w rozdziale 3.2.2.2.

Technologia relining stwarza bezpieczne warunki realizacji odnowy i skutecznie przywraca, a jeśli jest taka potrzeba, to zwiększa nośność konstrukcji odnawianego kanału. Parametry statyczno-wytrzymałościowe linera muszą być odpowiednio wyznaczone, a przestrzeń między linerem i odnawianą konstrukcją dokładnie wypełniona iniektem. Wypełnienie nie jest uwzględniane w przenoszeniu obciążeń. Wprowadzenie linera do wnętrza kanału może odbywać się przy istniejącym lub ograniczonym przepływie ścieków, co nie jest możliwe w pozostałych dwóch przypadkach.

Linery w tej technologii są wykonywane z termoplastów (głównie PEHD – *Polyethylene High Density*), duroplastów GRP (*Glass Reinforced Plastic*) i rzadziej z polimerobetonu. Linery z PEHD mogą mieć wyłącznie przekroje kołowe, co wyklucza ich stosowanie w większości przypadków odnowy kanałów murowanych. Jak już wspomniano, kształty przekrojów poprzecznych tych budowli z reguły nie są kształtami kołowymi (patrz rys. 1.2). W wyniku tego w większości aplikacji technologii relining do

odnowy kanałów ceglanych są stosowane linery z GRP, dla których możliwe jest formowanie nawet bardzo złożonych przekrojów poprzecznych. Na rysunku 3.6 przedstawiono schemat ideowy technologii relining dla kanału murowanego z cegły o przekroju dzwonowym [3.10].



Rys. 3.6. Schemat ideowy odnowy murowanego kolektora z użyciem linera z GRP

Tworzywa z grupy duroplastów do produkcji przewodów infrastruktury podziemnej (rur) stosowane są od lat 60. ubiegłego wieku. Do produkcji linerów, nazywanych nieraz modułami, stosuje się zazwyczaj żywice poliestrowe, włókno szklane pełniące rolę zbrojenia oraz wypełniacz. Mogą być także używane żywice epoksydowe i winyloestrowe oraz modyfikowane. Częsteczki duroplastów tworzą sieć ściśle powiązaną we wszystkich kierunkach. Tworzywo to po utwardzeniu, w wyniku nieodwracalnego procesu sieciowania, nie ulega powtórnemu uplastycznieniu pod wpływem temperatury. W zależności od sposobu utwardzania rozróżnia się duroplasty termoutwardzalne i chemoutwardzalne. Duroplasty są niestopialne i niespawalne i podlegają tylko jednokrotnemu kształtowaniu przed utwardzeniem. Więcej o właściwościach tego tworzywa autorzy napisali w pracy [3.2].

W Polsce niekołowe linery GRP były z powodzeniem wykorzystywane do odnowy kanałów w Krakowie, Szczecinie czy we Wrocławiu. Niektóre z tych rozwiązań, ze względu na kształt przekroju odnawianego kanału, są unikatowe nie tylko w skali krajowej. Autorzy projektowali i nadzorowali rekonstrukcję kanałów ceglanych w tej technologii we Wrocławiu, Krako-

wie i Szczecinie. Na rysunkach 3.7 i 3.8 przedstawiono przykłady kanałów odnowionych w technologii relining w jednym z polskich miast [3.11].



Rys. 3.7. Widok wnętrza kanału po odnowie z zastosowaniem linera z GRP



Rys. 3.8. Widok wnętrza kanału po odnowie z zastosowaniem linera z GRP



Rys. 3.9. Widok wnętrza kolektora o konstrukcji ceglano-granitowej (fot. autorska)

Wyjątkowo trudnym zadaniem, gdy wymagane jest zwiększenie nośności kanału, jest odnowa konstrukcji o przekroju prostokątnym. Występuje tu bardzo niekorzystny rozkład sił wewnętrznych w stropie i dnie takich konstrukcji. Implikuje to duże naprężenia rozciągające, których wartość przekracza zazwyczaj możliwości przeniesienia ich przez konstrukcje mury. Stąd też budowniczowie kanałów o prostokątnym przekroju często do konstrukcji stropów i den stosowali inne materiały, najczęściej płyty kamienne, a w późniejszym okresie żelbet. Na rysunku 3.9 przedstawiono widok wnętrza kanału o konstrukcji ceglano-kamiennej.

Próby produkcji linerów umożliwiających odnowę takich kanałów technologią relining są podejmowane od kilkunastu lat. Przykład linera wykonanego z GRP (system TexTec) przedstawiono na rys. 3.10 [3.9], [3.10].

Alternatywą dla reliningu z wykorzystaniem gotowych linerów jest wykonanie *in situ* niezależnego, samonośnego, żelbetowego linera wewnątrz odnawianego kanału. Warunki wykonania takiej konstrukcji oraz czas, jaki zajęłyby prace, powodują, że rozwiązanie takie można potraktować w kategoriach rozważań teoretycznych. Problem doboru technologii odnowy kanałów o przekroju prostokątnym, ze względu na małą liczbę takich budowli, występuje rzadko.

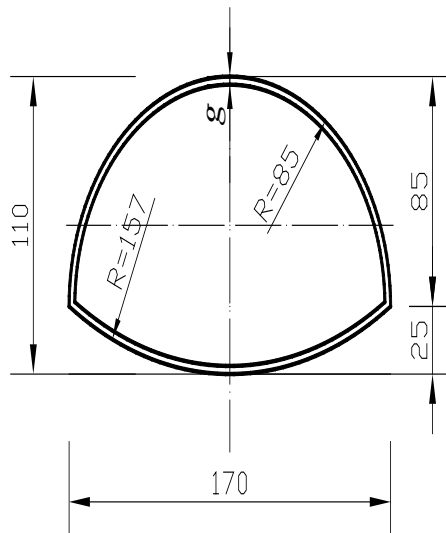
Równie rzadko spotykane są kanały wykonywane z cegły o przekroju kołowym. W tym przypadku przekrój poprzeczny stwarza szersze możliwości doboru rozwiązań materiałowych linera (np. PEHD).

Bez względu na rodzaj materiału czy wybraną technologię konieczne jest wymiarowanie linera na aktualne obciążenia, które muszą być w cało-



Rys. 3.10. Moduły z GRP (system TexTec) do rewaloryzacji konstrukcji kanałów o przekrojach prostokątnych

ści przeniesione przez jego konstrukcję. Nie zakłada się bowiem udziału istniejącego kanału w przenoszeniu obciążeń, co jest założeniem w kierunku zwiększenia bezpieczeństwa. Poniżej przedstawiono autorską analizę statyczno-wytrzymałościową linera zaprojektowanego jako wariant konstrukcji do odnowy kolektora o przekroju dzwonowym. Wymiary linera wykonanego z profili GRP zamieszczono na rys. 3.11.



Rys. 3.11. Wymiary przekroju poprzecznego

Zgodnie z wynikami wykonanych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przyjęto, że istniejący kanał utracił zdolność przenoszenia aktualnych obciążeń mechanicznych. W myśl tego założenia całość obciążeń musi przenieść projektowany liner. Kształt przekroju poprzecznego kanału zdeterminował technologie, które poddano analizie. Przyjęto, że liner może być wykonany w technologii relining z użyciem swobodnych paneli z GRP lub w technologii CIPP z użyciem ściśle pasowanej, formowanej *in situ* wykładziny (tzw. rękawa), której analiza statyczno-wytrzymałościowa została przedstawiona w dalszej części pracy.

Zestawienie obciążeń działających na liner z GRP wykonano według wytycznych ATV [3.28], [3.29]. Na podstawie pomiarów na obiekcie oraz dostępnych danych, w tym z materiałów archiwalnych pochodzących z czasów budowy, przyjęto następujące dane do obliczeń:

- wysokość przykrycia $h - 2,75$ m,
- obliczeniowa szerokość dna wykopu $b - 1,7$ m,
- zagłębienie dna poniżej terenu wynosi $H - 3,9$ m,
- kąt nachylenia ścian wykopu $- 90^\circ$,
- kąt posadowienia przewodu (wg ATV A127) $- 90^\circ$,
- względna wyniosłość przekroju „ a'' ” $- 0,65$,
- krótkookresowy moduł sprężystości materiału profili E_R $- 10\,000$ MPa,
- obliczeniowa grubość ścianki „ s'' ” $- 45$ mm,
- grupa gruntu (wg ATV A127) $- G2$,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego $\gamma_B - 20$ kN/m³,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu $- 30^\circ$.

W obliczeniach wg wytycznych ATV wyróżnia się moduły odkształcenia podłoża dla następujących stref:

- zasyпка ponad sklepieniem profili $- E_1$,
- strefa przewodu po obu stronach profili $- E_2$,
- grunt rodzimy za obudową wykopu $- E_3$,
- grunt poniżej dna wykopu $- E_4$.

Ze względu na długoletnią eksploatację przyjęto dobre zagęszczenie gruntu (95%) oraz wyrównane moduły sprężystości $E_1 = E_3 = 8$ MPa. Moduł odkształcenia gruntu w strefie E_2 ustalono ze wzoru (3.1):

$$E_2 = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (3.1)$$

gdzie:

$$E_{20} = 8,0 \text{ MPa,}$$

f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu; dla gruntu G2

$$f_1 = 1,$$

f_2 – współczynnik zmniejszający dla E_{20} przy występowaniu wody gruntowej ustalono ze wzoru (3.2):

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (3.2)$$

$$f_2 = \frac{95 - 75}{20} = 1,0$$

α_B – współczynnik zmniejszający, dla warunków posadowienia liniara $\alpha_B = 0,6$,

D_{Pr} – wskaźnik zagęszczenia gruntu.

$$E_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Składową p_E obciążenia przewodu gruntem ustalono ze wzoru (3.3):

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h \quad (3.3)$$

gdzie:

κ – współczynnik redukcyjny, $\kappa = 1,0$,

h – przykrycie przewodu.

$$p_E = 20 \cdot 1,0 \cdot 2,75 = 55 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie komunikacyjne ustalono ze wzoru (3.4), przyjęto największe obciążenie komunikacyjne SLW 60:

$$p_V = \varphi \cdot p \quad (3.4)$$

gdzie:

p – obciążenie charakterystyczne, odczytano z wykresów w ATV A127 $p = 19 \text{ kN/m}^2$,

φ – współczynnik dynamiczny, $\varphi = 1,2$.

$$p_V = 1,2 \cdot 19 = 22,8 \text{ kN/m}^2$$

Krótkookresową zastępczą sztywność obwodową profili ustalono ze wzoru (3.5):

$$S_R = \frac{E_R}{12} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.5)$$

gdzie:

E_R – krótkookresowy moduł sprężystości materiału profili, przyjęto

$$E_R = 10\,000 \text{ MPa},$$

s – grubość ścianki profili, przyjęto $s = 45 \text{ mm}$,

r_m – obliczeniowy promień linera.

$$S_R = \frac{10000}{12} \left(\frac{0,045}{0,68} \right)^3 = 0,247 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia linera w kierunku pionowym S_{Bv} ustalono ze wzoru (3.6):

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.6)$$

gdzie a – wyniosłość przekroju linera.

$$S_{Bv} = \frac{8,0}{0,65} = 12,31 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia linera w kierunku poziomym S_{Bh} ustalono ze wzoru (3.7):

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (3.7)$$

gdzie ξ – współczynnik korekcyjny dla poziomej sztywności, dla przedmiotowego przypadku $\xi = 1$.

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 = 0,6 \cdot 1 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Sztywność układu V_{RB} ustalono ze wzoru (3.8):

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \quad (3.8)$$

$$S_0 = \frac{S_R}{8} = 0,031 \text{ MPa}$$

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,37}{4,8} = 0,052 < 1 \rightarrow K_2 = 0,3$$

Efektywną względną wyniosłość przekroju a' ustalono ze wzoru (3.9):

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad (3.9)$$

$$a' = 0,65 \cdot \frac{8}{8} = 0,65$$

Współczynnik koncentracji obciążeń $\max \lambda$ ustalono ze wzoru (3.10):

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \quad (3.10)$$

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{2,75}{1,7}}{\frac{3,5}{0,65} + \frac{2,2}{\frac{80}{8} \cdot (0,65 - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{0,65} + \frac{1,6}{\frac{80}{8} \cdot (0,65 - 0,25)} \right] \cdot \frac{2,75}{1,7}}$$

Wskaźnik sztywności układu V_s ustalono wzoru (3.11):

$$V_s = \frac{8 \cdot S_0}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (3.11)$$

gdzie c_v^* – współczynnik korekcyjny ustalono ze wzoru (3.12):

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh}^* \cdot K^* \quad (3.12)$$

gdzie:

$c_{v,qv}^*, c_{v,qh}, c_{h,qv}$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127,

K^* – współczynnik parcia bocznego od reakcji posadowienia ustalono ze wzoru (3.13):

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.13)$$

$$K^* = \frac{0,0956}{0,052 + 0,0658} = 0,756$$

$$c_v^* = -0,0966 + 0,064 \cdot 0,756 = -0,04089$$

$$V_s = \frac{8 \cdot 0,031}{0,04089 \cdot 12,31} = 0,491$$

Współczynnik koncentracji obciążeń λ_R ustalono ze wzoru (3.14):

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \frac{3 + K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.14)$$

gdzie K' – współczynnik korekcyjny dla odkształceń ustalono ze wzoru (3.15):

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} \cdot K^*} \quad (3.15)$$

gdzie $c_{v,qh}$, $c_{h,qh}$ – współczynniki korekcyjne.

$$K' = - \frac{0,0833 + \frac{-0,0833}{0,0956} \cdot 0,064 \cdot 0,756}{-0,0966 + 0,0833 \cdot 0,756} = 0,927$$

$$\lambda_R = \frac{1,199 \cdot 0,491 + 0,65 \frac{4 \cdot 0,3 \cdot 0,927}{3} \cdot \frac{1,199 - 1}{0,65 - 0,25}}{0,491 + 0,65 \frac{3 + 0,3 \cdot 0,927}{3} \cdot \frac{1,199 - 1}{0,65 - 0,25}} = 0,8399$$

Obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń λ_{RG} ustalono ze wzoru (3.16):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{RG} = \frac{0,8399 - 1}{3} \cdot \frac{1,7}{1,7} + \frac{4 - 0,8399}{3} = 1$$

Obciążenie pionowe q_v profili GRP ustalono ze wzoru (3.17):

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (3.17)$$

$$q_v = 1 \cdot 55 + 22,8 = 77,8 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome q_h profili GRP ustalono ze wzoru (3.18):

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.18)$$

gdzie λ_B – współczynnik koncentracji obciążeń w strefie obok rury ustalono ze wzoru (3.19):

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.19)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - 0,8399}{3} = 1,05$$

$$q_h = 0,3 \cdot \left(1,05 \cdot 55 + 20 \cdot \frac{1,7}{2} \right) = 22,4 \text{ kN/m}^2$$

Wielkość reakcji posadowienia q_h^* ustalono ze wzoru (3.20):

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.20)$$

$$q_h^* = \frac{0,956 \cdot 77,8 - 0,0833 \cdot 22,4}{0,052 + 0,0658} = 43 \text{ kN/m}^2$$

Liner zaprojektowano jako wykładzinę swobodnie wprowadzaną do kanału w odcinkach o długości 2 m. Szerokość szczeliny między kanałem a linerem, do wprowadzenia iniektu, przyjęto na poziomie 50 mm. Geometrię przekroju linera dla tak przyjętych założeń pokazano na rys. 3.11. Celem obliczeń statyczno-wytrzymałościowych było określenie takiej grubości panelu s , aby spełnione zostały warunki jego nośności i użytkowania.

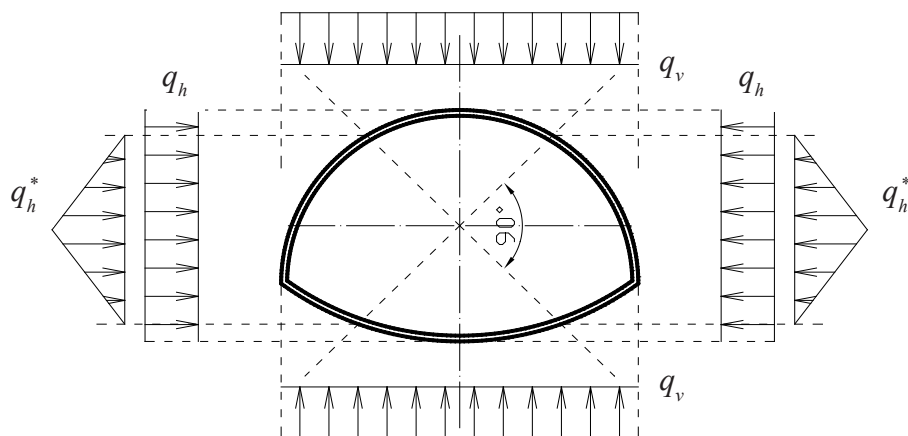
Liner zaprojektowano z tworzywa GRP o module długookresowym Younga $E_L = 5000$ MPa i współczynnika Poissona $\nu = 0,3$.

Schemat obciążenia pokazano na rys. 3.12, przyjmując wartości obciążeń wyliczone wg ATV A127:

$$q_v = 77,80 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_h = 22,40 \text{ kN/m}^2,$$

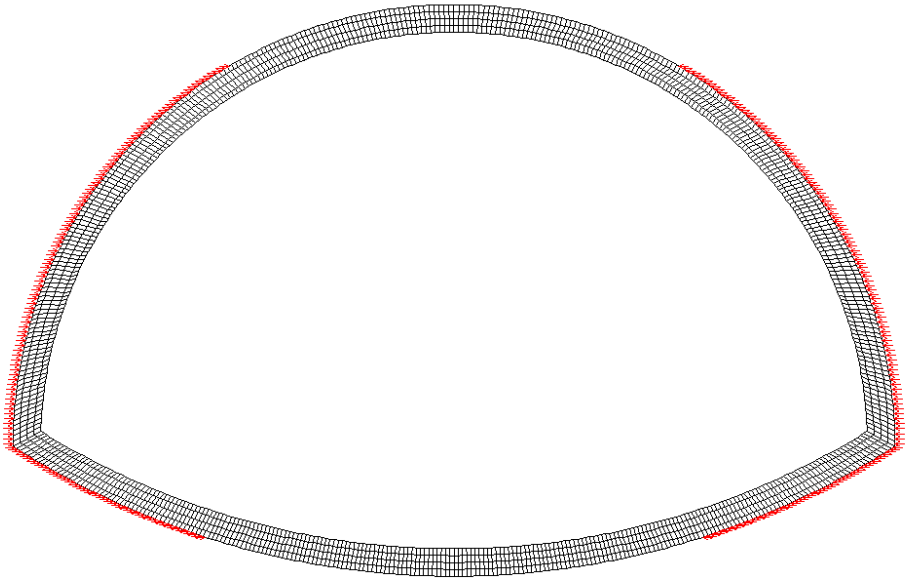
$$q_h^* = 43,00 \text{ kN/m}^2.$$



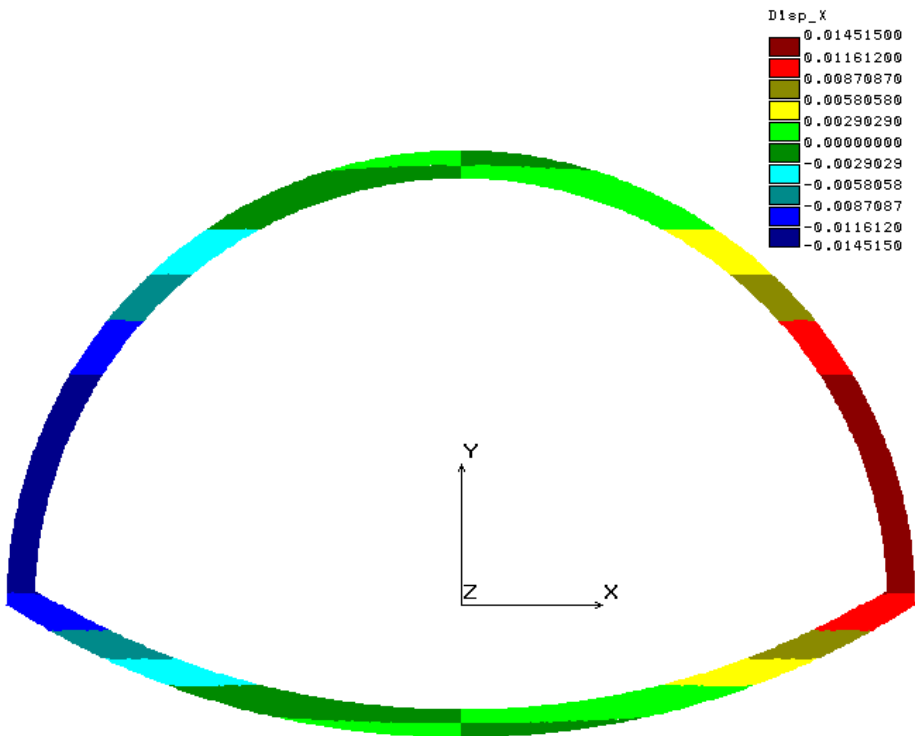
Rys. 3.12. Schemat obciążenia

Podział na elementy skończone pokazano na rys. 3.13. Elementy zagęszczano do uzyskania zbieżności wyników. Ostatecznie model miał 2520 elementów skończonych, 2520 węzłów i 5529 stopni swobody. Do modelowania użyto elementów typu PLANE2D o 4 węzłach i dwóch stopniach swobody (translacjach) w każdym węźle. Model rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia.

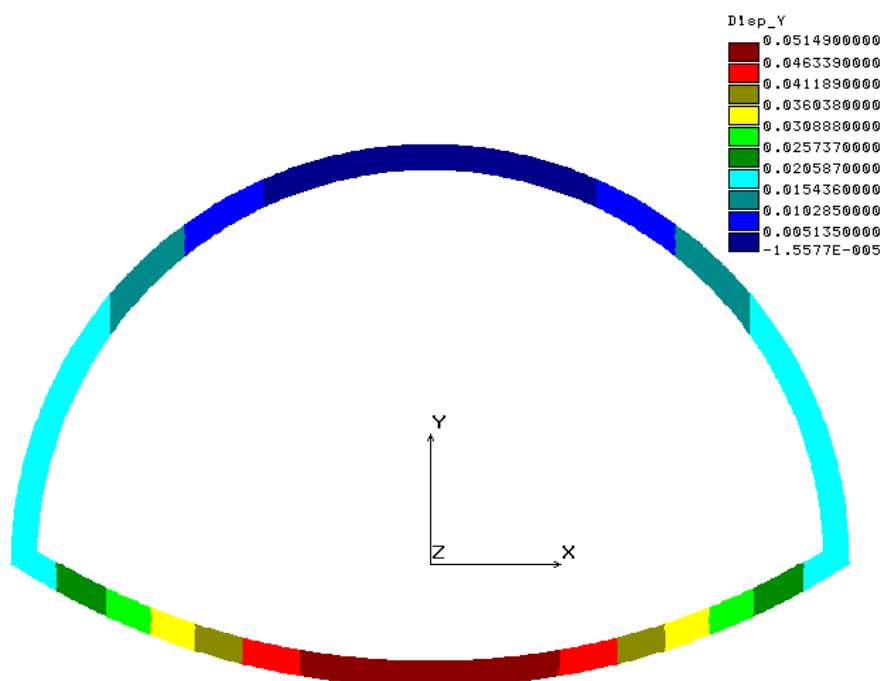
Wyniki obliczeń dla linera o grubości ścianki $s = 53$ mm przedstawiono na rysunkach od 3.14 do 3.17.



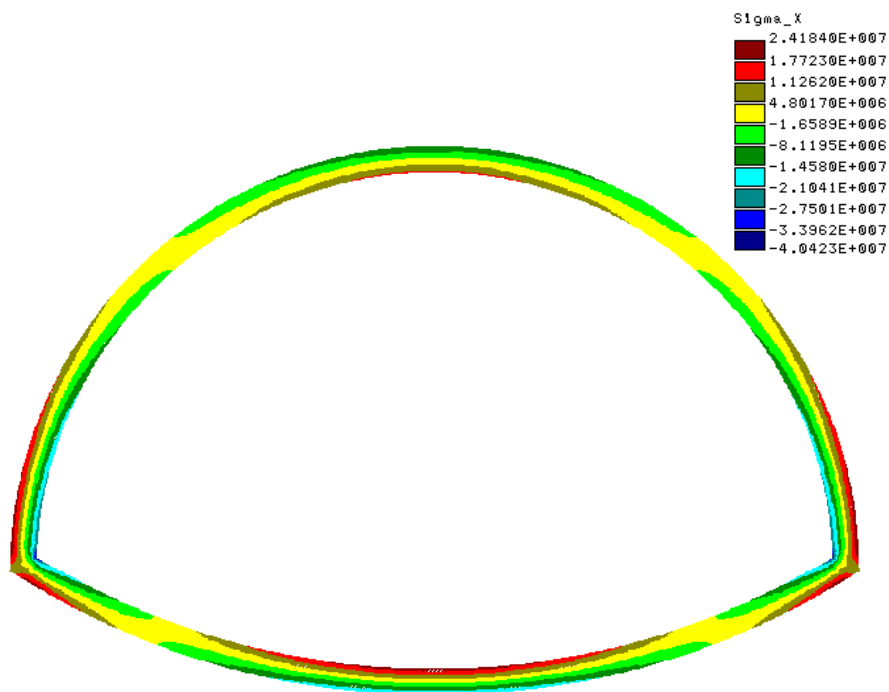
Rys. 3.13. Schemat obliczeniowy MES, pokazano obciążenie q_h^*



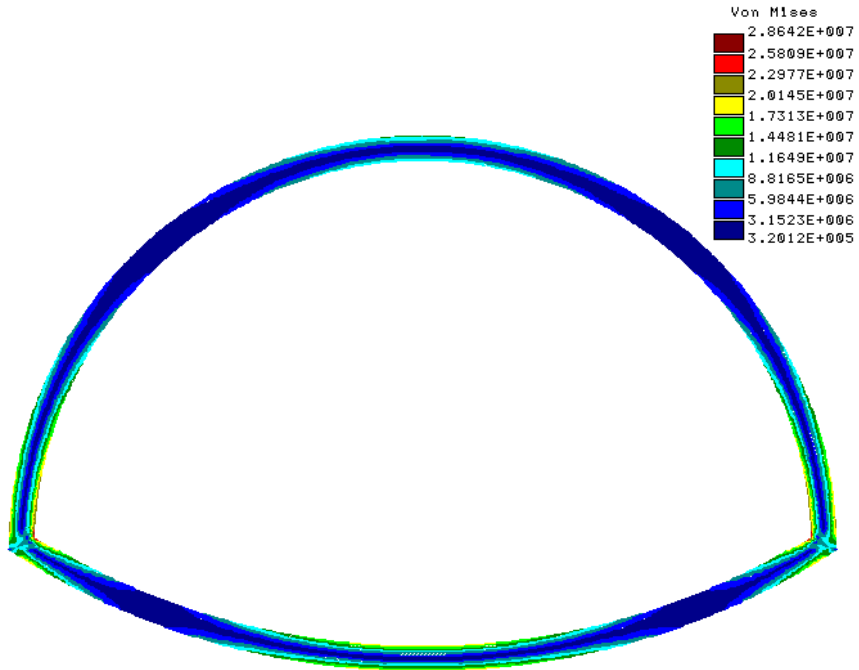
Rys. 3.14. Przemieszczenia poziome [m]



Rys. 3.15. Przemieszczenia pionowe [m]



Rys. 3.16. Naprężenia normalne obwodowe [Pa]. Maksymalne naprężenia ściskające 40,4 MPa, rozciągające 24,2 MPa



Rys. 3.17. Naprężenia zastępcze. Maksymalne naprężenie 28,6 MPa

Jak wynika z przedstawionej analizy statyczno-wytrzymałościowej, uzyskano następujące wyniki (przyjęto zgodnie z ATV A127 [3.29] wielkość współczynnika bezpieczeństwa $\gamma_f = 2$ oraz dopuszczalną wielkość deformacji równą 10%):

- maksymalne naprężenie przy obciążeniu eksploatacyjnym 40,4 MPa,
- maksymalne naprężenia występują w miejscu połączenia części dolnej i górnej, przy zastosowaniu wyokrąglenia kształtu naprężenia te ulegną redukcji,
- maksymalne naprężenie w środkowej części panelu wynosi 22,2 MPa,
- zmiana szerokości paneli $\Delta x = 14,5 + 14,5 = 29$ mm,
- deformacja w kierunku poziomym $\partial x = 29 / (1700 - 53) \cdot 100\% = 1,76\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku poziomego $10\% / 1,76\% = 5,67 > 2,0$,
- zmiana wymiaru w pionie $\Delta y = 51,5$ mm,
- deformacja w kierunku pionowym $\partial y = 51,5 / (1100 - 53) \cdot 100\% = 4,9\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku pionowego $10\% / 4,9\% = 2,03 > 2,0$.

Oznacza to, że konstrukcja linera może przenosić aktualne obciążenia mechaniczne, odnowiony kanał będzie spełniał kryterium wytrzymałościowe. Kompletna procedura odnowy zawiera także pewne wymogi formalne, związane przede wszystkim z odbiorem wykonanych prac. Dopiero po spełnieniu tych wymogów odnowiony kanał może być oddany do eksploatacji.

3.2.2. Technologie z linerami ściśle pasowanymi

3.2.2.1. CIPP – *Cured-in-place pipe* (rękawy)

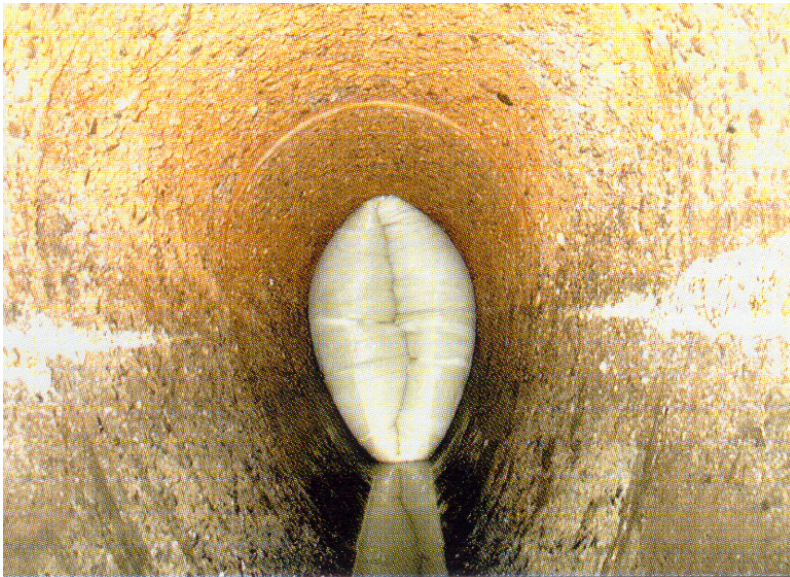
Technologie z zastosowaniem linerów ściśle pasowanych są atrakcyjne, gdyż pozwalają uszczelnić kanał, zwiększyć jego odporność na korozję chemiczną oraz podobnie jak relining dostosować nośność odnawianego kanału do aktualnych obciążeń mechanicznych. Zaletą tych technologii w stosunku do reliningu jest minimalne zmniejszenie przekroju poprzecznego kanału, co ma zazwyczaj duże znaczenie ze względu na kryterium hydrauliczne (zachowanie przepustowości).

Poważnym utrudnieniem przy projektowaniu i aplikacji wykładzin ściśle pasowanych, szczególnie w systemie CIPP, jest ich duża wrażliwość na imperfekcje geometrii przekroju kanału oraz warunki instalacji na budowie. Uwzględnianie geometrycznych imperfekcji w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych jest niezmiernie złożone ze względu na trudności w określeniu ich skali i lokalizacji, a także z uwagi na konieczność korzystania z zaawansowanych programów do projektowania konstrukcji. Istotną imperfekcją jest także szczelina pierścieniowa, jaka może powstać między linerem a wewnętrzną powierzchnią kanału. Duże prawdopodobieństwo powstania szczeliny wynika ze skurczu najczęściej stosowanych żywic poliestrowych w trakcie chłodzenia zainstalowanego rękawa oraz z braku możliwości zapewnienia dobrych warunków dla przyczepności wykładziny do często wilgotnej i zatłuszczonej ścianki kanału.

Uwzględnienie imperfekcji skutkuje wzrostem podatności wykładziny na wyboczenie, co powoduje konieczność zwiększenia jej grubości, a tym samym kosztów. Stąd też spotyka się opinie negujące celowość uwzględniania imperfekcji, mimo że jest to zalecane przez wytyczną ATV-DVWK-M127P [3.29], zastąpioną w 2015 r. wytyczną DWA-A-143-2 [3.30]. Mimo takich opinii autorzy podzielają zalecenia zawarte w wytycznych [3.29], [3.30], gdyż celem tak pogłębionej analizy jest zwiększenie bezpieczeństwa

konstrukcji. Problemom imperfekcji geometrycznych poświęcono wiele miejsca w badaniach prowadzonych już kilkanaście lat temu na Politechnice Wrocławskiej, w wyniku czego powstała rozprawa doktorska [3.6].

Liner w formie nieutwardzonej wprowadzany jest do wnętrza kanału przy użyciu ciśnienia słupa wody lub sprężonego powietrza. Wywierane na liner ciśnienie powoduje jego inwersję, przemieszczając go do przodu i dociskając równocześnie do wewnętrznej powierzchni odnawianego kanału. Ciśnienie gorącej wody lub sprężonego powietrza jest utrzymywane do momentu utwardzenia lineru. Do utwardzania lineru stosuje się także promieniowanie UV, gdy rękaw wprowadza się przy zastosowaniu sprężonego powietrza. Widok wprowadzanego lineru do kanału o przekroju jajowym przedstawiono na rys. 3.18 [3.11].

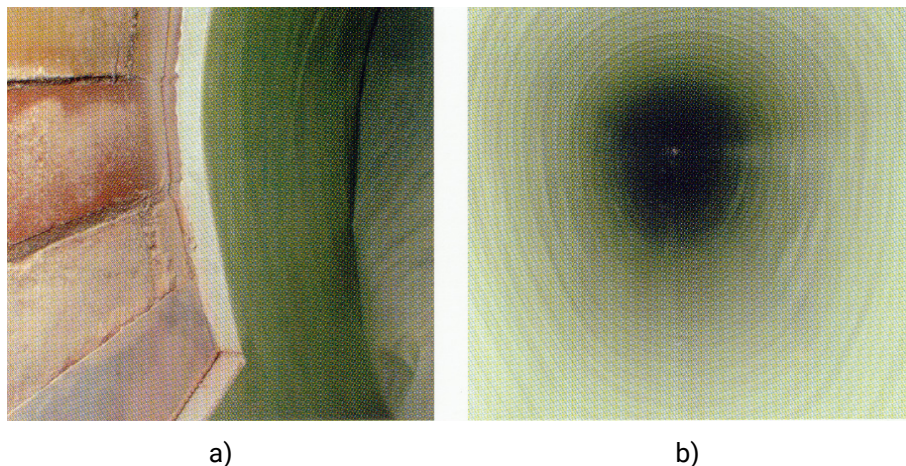


Rys. 3.18. Czoło lineru systemu CIPP w trakcie wprowadzania do kanału o przekroju jajowym

Widok gotowej wykładziny (lineru) wprowadzonej do kanału metodą inwersji przedstawiono na rys. 3.19 [3.12].

Linery ściśle pasowane, ze względu na brak możliwości dopasowania do przekroju, nie powinny być używane do odnowy kanałów o bardzo złożonych kształtach przekroju poprzecznego.

Nośność lineru, dobierana na drodze obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, zależy od technicznego stanu kanału, obciążeń i parametrów włókniny oraz żywicy.



Rys. 3.19. Liner ściśle pasowany systemu CIPP: a) odkrywką, b) widok wnętrza kanału po zainstalowaniu linera

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń statyczno-wytrzymałościowych rękawa, wykonanych przez autorów do odnowy już analizowanego przekroju dzwonowego (rozdział 3.2.1), jako alternatywy dla linera z GRP. Na podstawie analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjęto identyczne założenie, że kanał utracił zdolność do przenoszenia obciążeń i jest otoczony gruntem z grupy G2. Podobnie jak w przypadku analizy nośności linera z GRP, obciążenia wyznaczono na podstawie wytycznych ATV [3.28], [3.29], przyjmując dane z materiałów archiwalnych pochodzących z czasów budowy:

- wysokość przykrycia h – 3,0 m,
- obliczeniowa szerokość dna wykopu b – 1,8 m,
- zagłębienie dna poniżej terenu wynosi H – 3,85 m,
- kąt nachylenia ścian wykopu – 90° ,
- kąt posadowienia przewodu (wg ATV A127) – 90° ,
- względna wyniosłość przekroju „a” – 0,67,
- moduł sprężystości materiału rękawa E_R – 9000 MPa,
- obliczeniowa grubość ścianki „s” – 45 mm,
- grupa gruntu (wg ATV A127) – G2,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego γ_B – 20 kN/m³,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu – 30° .

W obliczeniach wg wytycznych ATV wyróżnia się moduły odkształcenia podłoża dla następujących stref:

- zasypka ponad sklepieniem linera – E_1 ,
- strefa przewodu po obu stronach linera – E_2 ,

- grunt rodzimy za obudową wykopu – E_3 ,
- grunt poniżej dna wykopu – E_4 .

Ze względu na długoletnią eksploatację przyjęto dobre zagęszczenie gruntu (95%) oraz wyrównane moduły sprężystości $E_1 = E_3 = 8 \text{ MPa}$.

Wielkość modułu E_2 ustalono ze wzoru (3.1):

$$E_2 = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (3.1)$$

gdzie:

$$E_{20} = 8,0 \text{ MPa},$$

f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu; dla gruntu G2 odczytano $f_1 = 1$,

f_2 – współczynnik zmniejszający dla E_{20} przy występowaniu wody gruntowej ustalono ze wzoru (3.2):

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (3.2)$$

$$f_2 = \frac{95 - 75}{20} = 1,0$$

α_B – współczynnik zmniejszający, dla warunków posadowienia liniernego $\alpha_B = 0,6$:

$$E_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Składową p_E obciążenia liniernego gruntem ustalono ze wzoru (3.3):

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h \quad (3.3)$$

gdzie κ – współczynnik redukcji, $\kappa = 1,0$:

$$p_E = 1 \cdot 20 \cdot 3 = 60 \text{ kN/m}^2$$

Składową p_v obciążenia liniernego obciążeniem komunikacyjnym ustalono ze wzoru (3.4), przyjęto największe obciążenie komunikacyjne SLW 60.

$$p_v = \varphi \cdot p \quad (3.4)$$

$$p_v = 1,2 \cdot 18 = 21,6 \text{ kN/m}^2$$

gdzie:

p – obciążenie charakterystyczne, $p = 18 \text{ kN/m}^2$ (od pojazdu na głębokości 3 m),

φ – współczynnik dynamiczny dla SLW 60, $\varphi = 1,2$.

Krótkookresową zastępczą sztywność obwodową linera ustalono ze wzoru (3.5):

$$S_R = \frac{E_R}{12} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.5)$$

gdzie:

E_R – moduł sprężystości materiału linera, przyjęto $E_R = 9000 \text{ MPa}$,

s – grubość ścianki profili, przyjęto $s = 45 \text{ mm}$,

r_m – obliczeniowy promień przewodu.

$$S_R = \frac{10000}{12} \left(\frac{0,045}{0,73} \right)^3 = 0,162 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia linera w kierunku pionowym S_{Bv} ustalono ze wzoru (3.6):

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.6)$$

$$S_{Bv} = \frac{8,0}{0,67} = 11,9 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia linera w kierunku poziomym S_{Bh} ustalono ze wzoru (3.7):

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (3.7)$$

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Sztywność układu V_{RB} ustalono ze wzoru (3.8):

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \quad (3.8)$$

$$S_0 = \frac{S_R}{8} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,02}{4,8} = 0,033 < 1 \rightarrow K_2 = 0,3$$

Efektywną względną wyniosłość przekroju a' ustalono ze wzoru (3.9):

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad (3.9)$$

$$a' = 0,67 \cdot \frac{8}{8} = 0,67$$

Współczynnik koncentracji obciążeń $\max \lambda$ ustalono ze wzoru (3.10):

$$\begin{aligned} \max \lambda = 1 + & \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \\ \max \lambda = 1 + & \frac{\frac{3}{1,8}}{\frac{3,5}{0,67} + \frac{2,2}{\frac{80}{8} \cdot (0,67 - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{0,67} + \frac{1,6}{\frac{80}{8} \cdot (0,67 - 0,25)} \right] \cdot \frac{3}{1,8}} = 1,21 \end{aligned} \quad (3.10)$$

Wskaźnik sztywności układu V_S ustalono ze wzoru (3.11):

$$V_S = \frac{8 \cdot S_0}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (3.11)$$

Wielkość współczynnika korekcyjnego dla odkształcenia c_v^* ustalono ze wzoru (3.12):

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh}^* \cdot K^* \quad (3.12)$$

Wielkość współczynnika parcia bocznego dla reakcji posadowienia K^* ustalono ze wzoru (3.13):

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.13)$$

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{0,033 - c_{h,qh}^*} = 0,902$$

$$c_v^* = -0,0966 + 0,064 \cdot 0,902 = -0,0316$$

$$V_s = \frac{8 \cdot 0,02}{0,0316 \cdot 11,9} = 0,425$$

Współczynnik koncentracji obciążeń λ_R ustalono ze wzoru (3.14):

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \frac{3 + K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.14)$$

Wielkość współczynnika dla odkształceń K' ustalono ze wzoru (3.15):

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} \cdot K^*} \quad (3.15)$$

$$K' = - \frac{0,0833 + \frac{-0,0833}{0,0956} 0,064 \cdot 0,902}{-0,966 + 0,0833 \cdot 0,902} = 0,928$$

$$\lambda_R = \frac{1,21 \cdot 0,425 + 0,67 \frac{4 \cdot 0,3 \cdot 0,928}{3} \cdot \frac{1,21}{0,67 - 0,25}}{0,425 + 0,67 \frac{3 + 0,3 \cdot 0,928}{3} \cdot \frac{1,21 - 1}{0,67 - 0,25}} = 0,806$$

Obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń λ_{RG} ustalono ze wzoru (3.16):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{RG} = \frac{0,806-1}{3} \cdot \frac{1,8}{1,8} + \frac{4-0,806}{3} = 0,995$$

Obciążenie pionowe linera q_v ustalono ze wzoru (3.17):

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (3.17)$$

$$q_v = 0,995 \cdot 60 + 21,6 = 81,3 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome linera q_h ustalono ze wzoru (3.18):

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.18)$$

Wielkość współczynnika koncentracji obciążeń w strefie obok rury λ_B ustalono ze wzoru (3.19):

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} = 1,06 \quad (3.19)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - 0,806}{3} = 1,06$$

$$q_h = 0,3 \cdot \left(1,06 \cdot 60 + 20 \cdot \frac{1,8}{2} \right) = 24,5 \text{ kN/m}^2$$

Reakcję posadowienia q_h^* ustalono ze wzoru (3.20):

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.20)$$

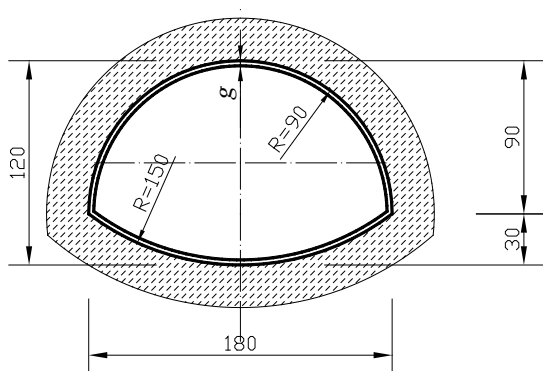
$$q_h^* = \frac{0,0956 \cdot 81,3 - 0,0833 \cdot 24,5}{0,033 + 0,0658} = 52,7 \text{ kN/m}^2$$

Przy wyznaczonych obciążeniach wykonano analizę statyczno-wytrzymałościową, przyjmując:

- liner z włókniny szklanej,
- krótkookresowy moduł Younga linera nasyczonego żywicą E_R
= 9000 MPa,

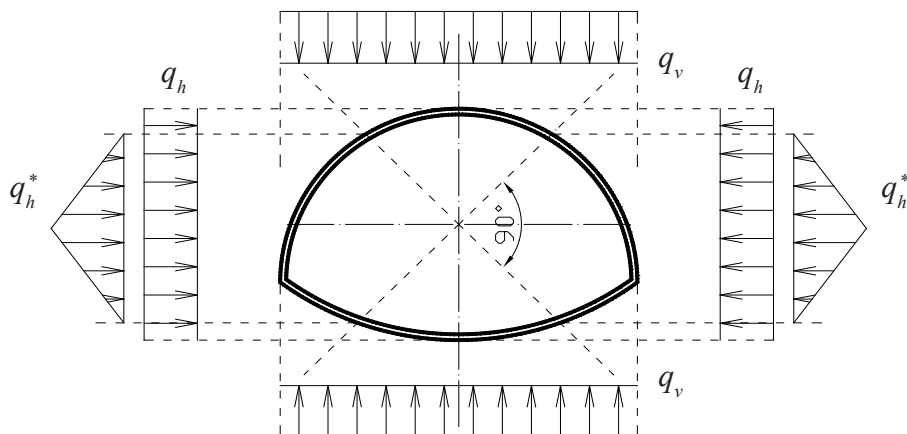
- współczynnik Poissona $\nu = 0,3$,
- zewnętrzne wymiary linera identyczne z wymiarami wnętrza odnawianego kanału.

Celem obliczeń jest wyznaczenie takiej grubości ścianki „s” linera, aby spełnione zostały warunki nośności i użytkowania. Wymiary przekroju poprzecznego kanału przedstawiono na rys. 3.20.



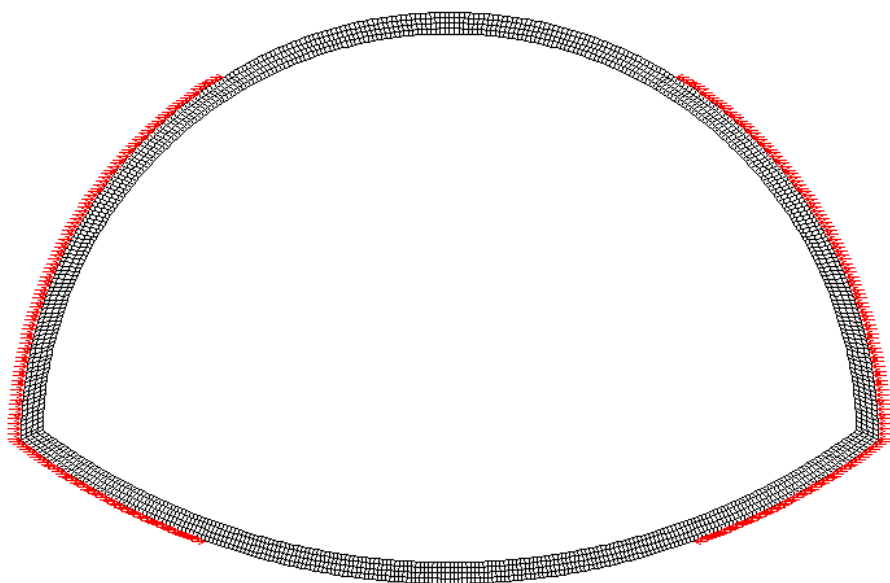
Rys. 3.20. Wymiary przekroju

Schemat obciążenia i jego wartości pokazano na rys. 3.21.



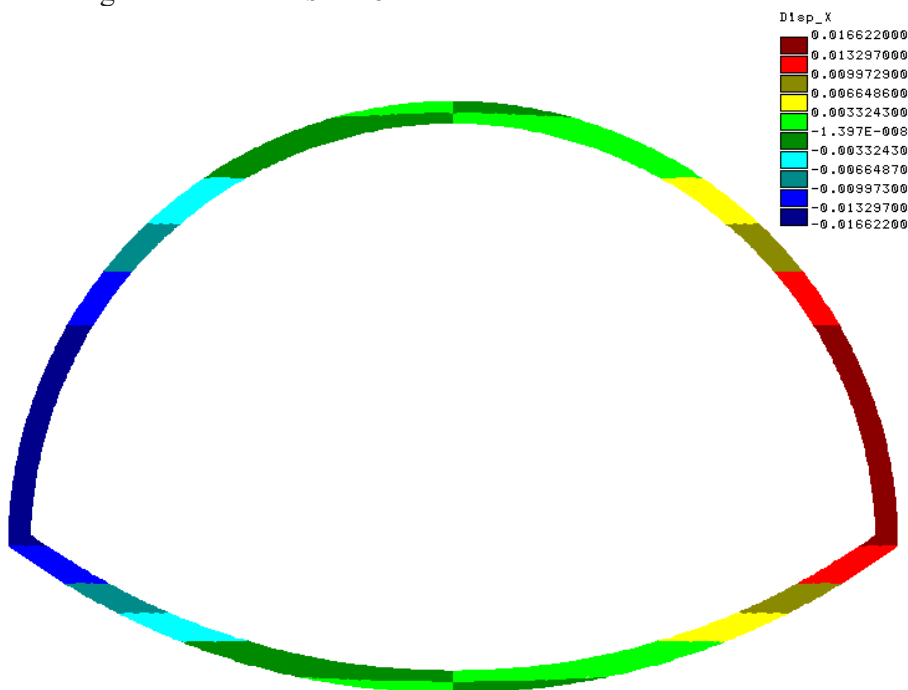
Rys. 3.21. Schemat obciążenia: $q_v = 81,30 \text{ kN/m}^2$, $q_h = 24,50 \text{ kN/m}^2$, $q_h^* = 52,70 \text{ kN/m}^2$

Podział na elementy skończone pokazany na rys. 3.22 zagęszczano do uzyskania zbieżności wyników. Ostatecznie model miał 2520 elementów skończonych, 2520 węzłów i 5529 stopni swobody. Do modelowania użyto elementów typu PLANE2D o 4 węzłach i dwóch stopniach swobody (translacjach) w każdym węźle. Model rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia.

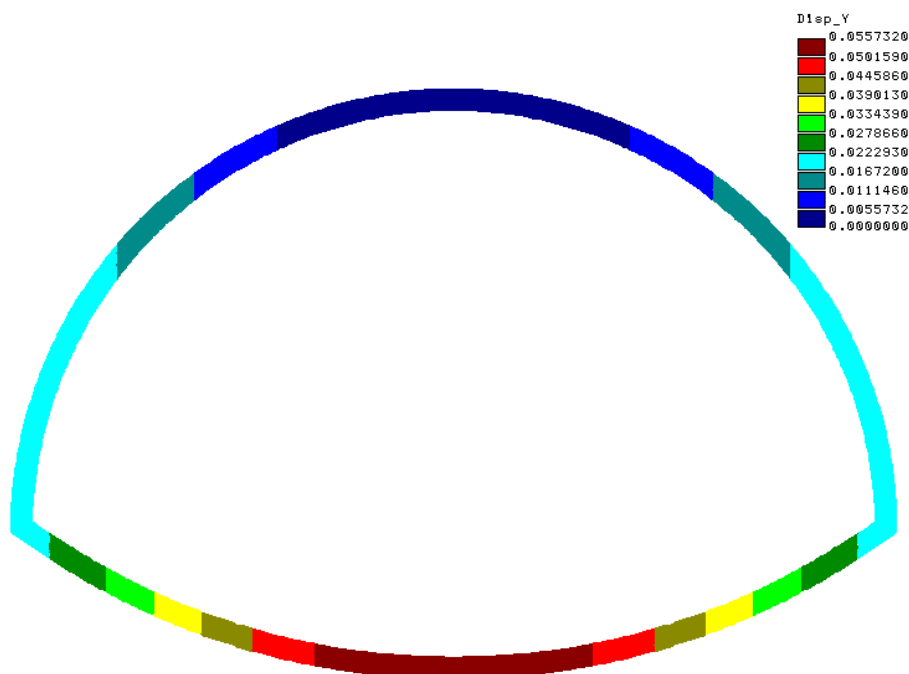


Rys. 3.22. Schemat obliczeniowy MES z pokazaniem obciążenia q_h^*

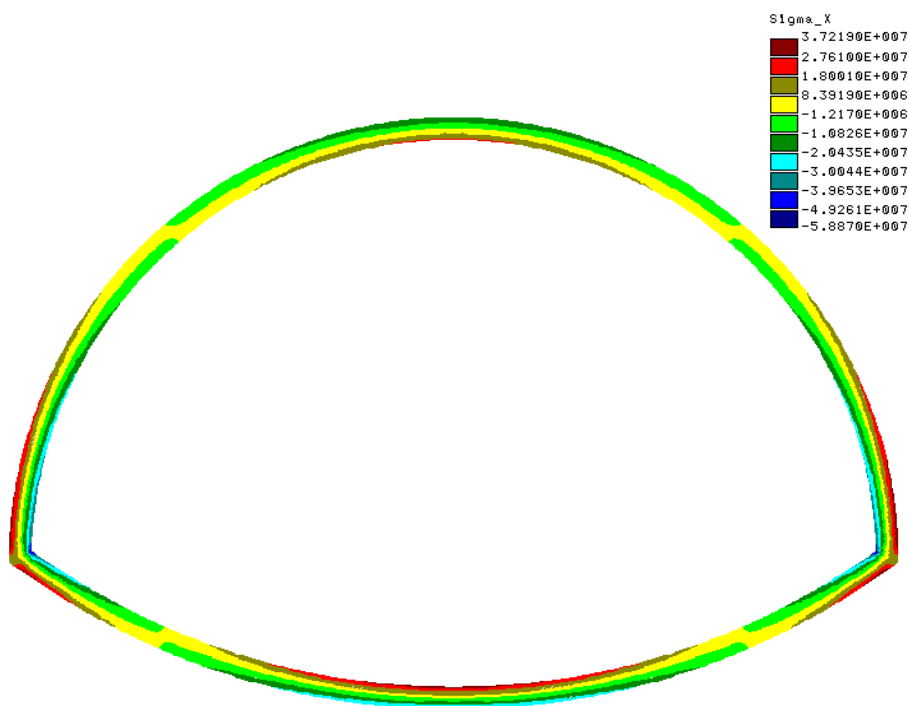
Na rysunkach 3.23–3.26 przedstawiono wyniki obliczeń uzyskane dla linera o grubości ścianki $s = 46$ mm.



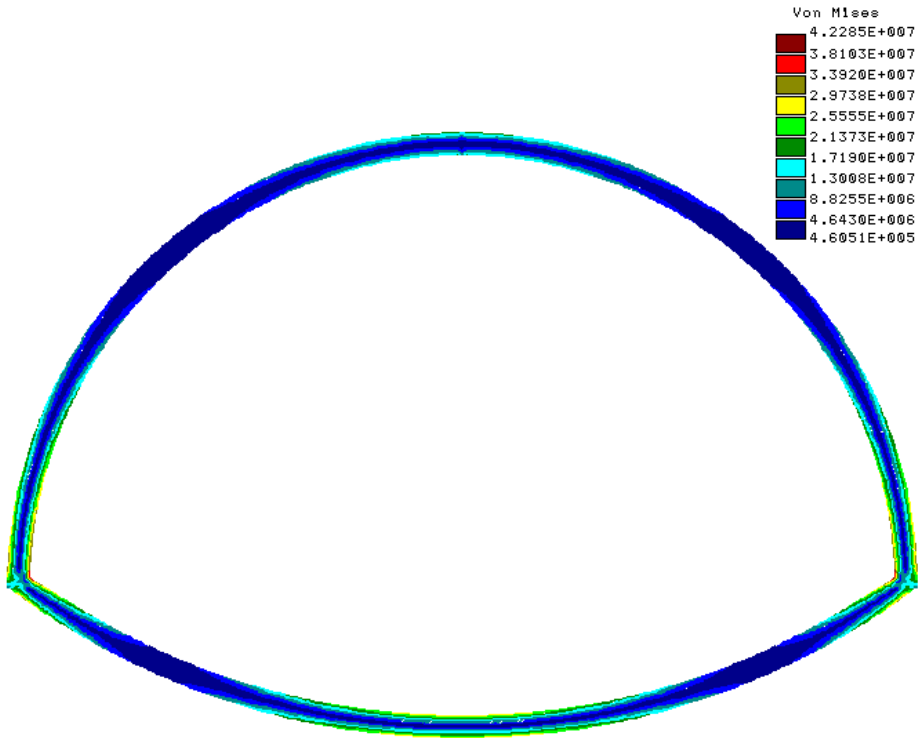
Rys. 3.23. Przemieszczenia poziome [m]



Rys. 3.24. Przemieszczenia pionowe [m]



Rys. 3.25. Napężenia normalne obwodowe [Pa]; maksymalne napężenie ściskające 58,87 MPa, rozciągające 37,22 MPa



Rys. 3.26. Naprężenia zastępcze; maksymalne naprężenie 42,28 MPa

Jak wynika z przedstawionej analizy statyczno-wytrzymałościowej, uzyskano następujące wyniki (przyjęto zgodnie z ATV A127 [3.29] wielkość współczynnika bezpieczeństwa $g_f = 2$ oraz dopuszczalną wielkość deformacji równą 10%):

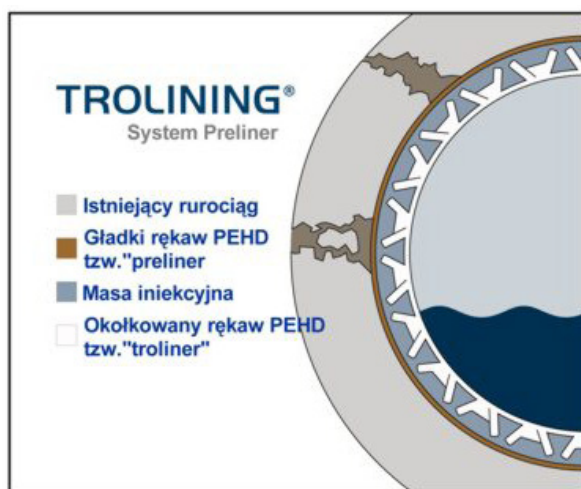
- maksymalne naprężenie przy obciążeniu eksploatacyjnym jest równe 58,87 MPa,
- maksymalne naprężenia występują w miejscu połączenia części dolnej i górnej; przy zastosowaniu wyokrąglenia kształtu naprężenia te ulegną redukcji; maksymalne naprężenie w środkowej części kanału (linera) wynosi 32,7 MPa,
- zmiana szerokości linera $\Delta x = 16,6 + 16,6 = 33,2$ mm,
- deformacja linera w kierunku poziomym $\partial x = 33,2 / (1800 - 47) \cdot 100\% = 1,89\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku poziomego $10\% / 1,89\% = 5,28 > 2,0$,
- zmiana wysokości linera $\Delta y = 55,7$ mm,
- deformacja w kierunku pionowym $\partial y = 55,7 / (1200 - 47) \cdot 100\% = 4,83\%$,

- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku pionowego $10\%/4,83\% = 2,07 > 2,0$.

Oznacza to, że grubość ścianki linera $s = 46$ mm jest wystarczająca do przeniesienia aktualnych obciążeń mechanicznych.

3.2.2.2. System TroLining

System TroLining zaliczany jest do metod GIPP (*Grounting-in-place pipe*). W odróżnieniu od CIPP konstrukcja linera, podobnie jak w przypadku reliningu, jest w pełni formowana *in situ*. Schemat wzmocnienia kanału w systemie TroLining zamieszczono na rys. 3.27 [3.15].

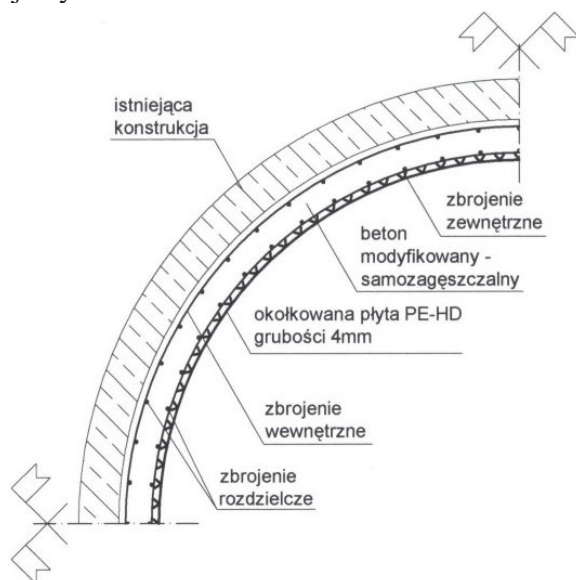


Rys. 3.27. Schemat ideowy systemu TroLining

W odnowie przewodów o większych wymiarach przekroju poprzecznego, jak w przypadku kanałów murowanych, może być stosowany system Maxi-TroLining (patent firmy Kan-Rem), polegający na wykonaniu we wnętrzu przewodu ściśle przylegającej do jego wewnętrznej powierzchni nowej konstrukcji kanału [3.13]. Formowanie nowej konstrukcji polega na wprowadzeniu do kanału szalunku (inlinera) z płyt polietylenowych z pozostawieniem szczeliny, w której umieszczane jest stalowe zbrojenie. Następnie szczelina wypełniana jest iniektem w postaci betonu samozagęszczalnego (SCC). Powstała konstrukcja chroniona jest przed agresją chemiczną i biologiczną od ścieków wprowadzonym uprzednio i zakotwionym w wylanej na mokro konstrukcji szalunku z płyt polietylenowych (nazywanej także inliner). W przypadku infiltracji wód gruntowych lub znacznego zanieczyszczenia remontowanego kanału siarczanami

stosuje się również płyty polietylenowe lub rękawy z folii przylegające bezpośrednio do wewnętrznej powierzchni odnawianego kanału, zabezpieczające nową konstrukcję betonową (preliner) przed wpływami agresji chemicznej i biologicznej. Zewnętrzną wykładzinę stosuje się również, gdy ściany odnawianego kanału mają ubytki i nieszczelności umożliwiające wypływ iniektu do gruntu. Rozwiązanie takie wyklucza interaktywną współpracę konstrukcji odnawianego kanału z konstrukcją lineru w wyniku zespolenia iniektu (SCC) z murem. Płyty polietylenowe (a nie folie) stosuje się także, jeśli istnieje potrzeba zwiększenia nośności lineru. W odróżnieniu od poprzednio opisanych linerów w wyniku aplikacji tej technologii powstaje liner sztywny, którego zdolność do przenoszenia obciążeń (nośność) zależy od grubości, parametrów betonu i stali oraz stopnia zbrojenia. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe polegają zatem na wymiarowaniu konstrukcji żelbetowej.

Założenia technologii są interesujące, aczkolwiek jej wadą jest niewątpliwie konieczność wyłączenia odnawianego odcinka kanału na dłuższy okres niż w przypadku technologii CIPP, w stosunku do której zmniejsza bardziej światło przekroju poprzecznego kanału (podobnie jak w relingu panelami GRP). Technologii tej nie można stosować także w przypadku złożonych kształtów przekrojów odnawianych kanałów. Prawdopodobnie przedstawione wady skutkują niezbyt częstym stosowaniem systemu Maxi-TroLining. Na rysunku 3.28 przedstawiono schemat ideowy tej technologii, a na rys. 3.29 i 3.30 prace montażowe w kanale o przekroju jajowym.



Rys. 3.28. Schemat ideowy systemu Maxi-TroLining [3.13]



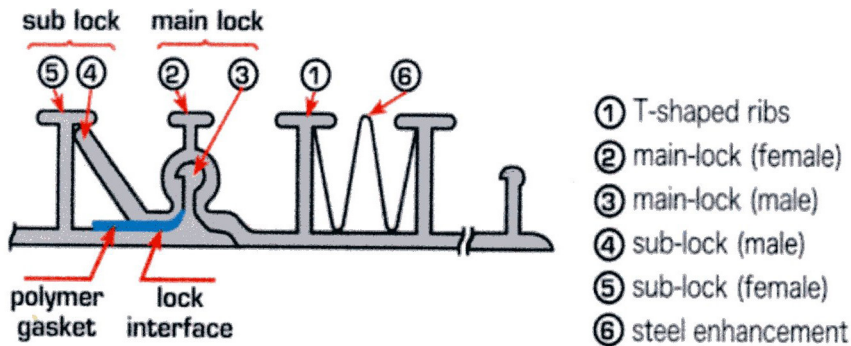
Rys. 3.29. Wprowadzanie iniektu [3.13]



Rys. 3.30. Montaż linera w systemie Maxi-TroLining [3.15]

3.2.2.3. System SPR

System SPR polega na wykonaniu wewnątrz naprawianego przewodu „szalunku” z rozwijanej z powierzchni gruntu przez studzienki, zazębiającej się w specjalnych zamkach taśmy z PCW, zbrojonej stalowymi wkładkami. Przekrój taśmy systemu SPR przedstawiono na rys. 3.31 [3.11].



Rys. 3.31. Przekrój przez zamek wkładu w technologii Ribsteel: 1 – taśma o kształcie litery T, 2 i 3 – zamek główny, 4 i 5 – zamek dodatkowy, 6 – wkładka stalowa

Szczelinę między odnawianym kanałem i taśmą wypełnia się mineralnym materiałem iniekcyjnym o wysokiej wytrzymałości. Nośność tak wykonanego linera zależy od szerokości szczeliny, parametrów wypełniającej ją zaprawy (iniektu) oraz parametrów taśmy zbrojącej. Technologia SPR, podobnie jak technologia TroLining, zapewnia skuteczne uzupełnienie ubytków w konstrukcji ceglanej w wyniku penetracji iniektu w głąb muru, a tym samym dobrą współpracę odnawianej konstrukcji z linerem.

Wykonanie prac możliwe jest, podobnie jak w reliningu, przy przepływie ścieków. Przed ich rozpoczęciem konieczne jest uszczelnienie miejsc, w których może infiltrować woda gruntowa lub może eksfiltrować iniekt do gruntu. Wykonanie uszczelnień jest możliwe przy użyciu szybkosprawnego materiału mineralnego lub iniekcji ciśnieniowej żywicą poliuretanową. Tempo prac w odnawianych w tej technologii kanałach, ze względu na konieczność montażu szalunków podpierających, jest stosunkowo wolne. Zaletą tego systemu jest możliwość wykonania prac bez realizacji wykopu startowego. System może być stosowany do odnowy kanałów murowanych o przekrojach w zakresie od 800 mm do 5500 mm, w tym o przekrojach prostokątnych, pod warunkiem, że mają dostatecznie duże wymiary (patrz rys. 3.33). System nie nadaje się do aplikacji w przekrojach o złożonej geometrii.

System SPR jest znany od 1996 r. i szeroko stosowany m.in. w Japonii, gdzie powstał. W Europie nie jest często używany, a po raz pierwszy został z powodzeniem wykorzystany do odnowy kanału ceglanego o przekroju dzwonowym w Szczecinie.

Na rysunku 3.32 przedstawiono przykład zastosowania SPR do odnowy kanału murowanego o łukowym sklepieniu w Szczecinie [3.11], a na rys. 3.33 przykład odnowy kanału o przekroju prostokątnym w Kawasaki (Japonia).



Rys. 3.33. Odnowa kanału murowanego systemem SPR (Szczecin)



Rys. 3.34. Odnowa kanału o przekroju prostokątnym systemem SPR (Kawasaki) (fot. autorska)

3.3. Odnowa elementów wyposażenia

Jak dotąd nie opracowano systemowych rozwiązań do odnowy elementów wyposażenia sieci. Budowle te są odnawiane według indywidualnych projektów, powtarzalność których może odnosić się do studzienek rewizyjnych wykazujących zazwyczaj duże podobieństwo. Konieczność odnowy wyposażenia wynika z istoty pracy sieci jako całości. Sieć przewodów kanalizacyjnych jest układem szeregowym, który jest niezawodny tylko wtedy, jeśli niezawodne są wszystkie jego elementy, tzn. kanały i ich wyposażenie. Brak rozwiązań systemowych sprowadza techniki bezwykopowej odnowy elementów wyposażenia do technik opisanych w punkcie 3.1. Odnowy tych budowli mogą być wykonywane przy użyciu nowoczesnych materiałów na matrycy cementowej (zaprawy PCC) i iniekcji materiałów wypełniających, sklejających lub uszczelniających.

Pod względem ilościowym największą liczbę elementów na sieci stanowią studnie rewizyjne. Nie oznacza to, że ich znaczenie w sieci jest większe od znaczenia innego wyposażenia. Jednakże dobry stan techniczny studni może mieć być kluczowy np. ze względu na szczelność czy zdolność hydrauliczną sieci. Stąd też w większości znanych autorom przypadków studzienki są również odnawiane podczas odnowy kanałów. Często konieczne jest przemuirowanie górnych części studni, zniszczonych przez obciążenia od poruszających się po ulicach pojazdów. W wielu przypadkach potrzebne jest wzmocnienie podłoża metodą iniekcji, a także dopasowanie kinety w studni do kinety w kanale. Ma to miejsce, gdy budowle niejednakowo osiadają. W większości przypadków studnie rewizyjne udaje się odnowić bez konieczności wykonywania wykopów w celu ich przebudowy, aby zwiększyć zdolność do przenoszenia obciążeń mechanicznych. Wynika to z geometrii konstrukcji studni, które zazwyczaj mają przekrój kołowy. W rozpatrywanym dla takich budowli płaskim stanie odkształceń są zatem ściskany „pierścieniem” zanurzonym w gruncie. Obciążenia działające na taki „pierścień” wywołują naprężenia ściskające, które konstrukcje murowane znakomicie przenoszą. Na rysunku 3.34 przedstawiono fragment studni murowanej odnowionej metodą natryskiwania zaprawy PCC o wysokiej odporności na siarczany. Stosuje się także materiały silikatowe i materiały silikatowo-polimerowe [3.11]. Stosunkowo częstym uszkodzeniem w studniach, zaobserwowanym przez autorów, jest korozja zaprawy w spoinach i zaprawy modelującej kinetę bez istotnych uszkodzeń cegieł. W takim przypadku zakres naprawy ogranicza się do wykonania spoinowania za pomocą materiału o odporności chemicznej dostosowanej do agresywności środowiska.

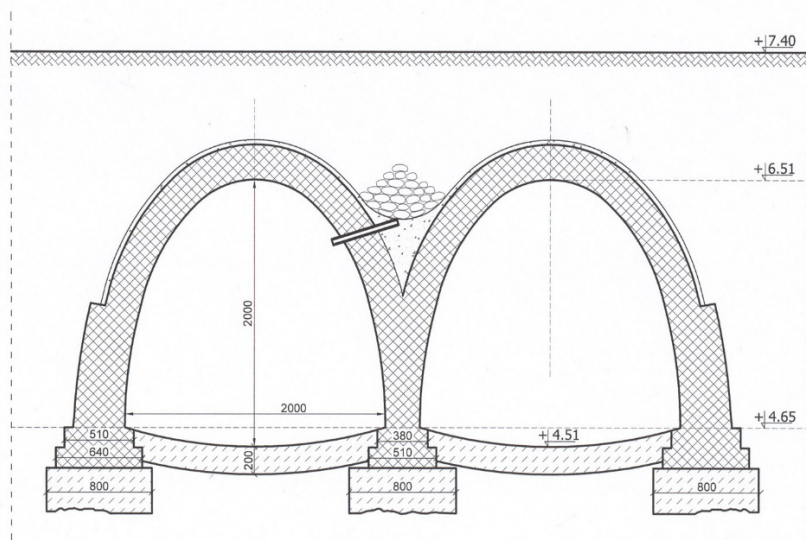


Rys. 3.34. Widok częściowo odnowionej studzienki rewizyjnej

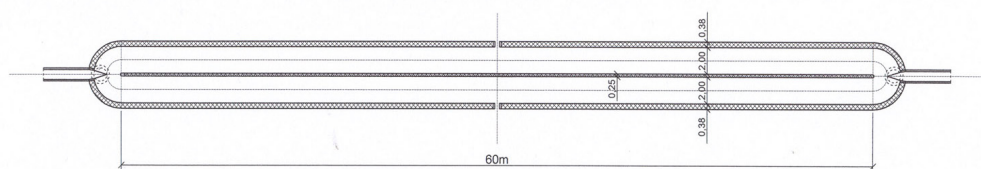
Bardziej złożone problemy mogą wystąpić, gdy odnowa dotyczy takich wyposażen, jak: płuczki kanałowe, pompownie, przelewy, komory połączeniowe itp. Podobnie jak w przypadku studni, nie są znane systemowe opracowania dotyczące odnowy takich elementów. Możliwości odnowy są zatem analogiczne do możliwości wynikających z technologii stosowanych w odnowie studni i w praktyce sprowadzają się do natryskiwania materiałów o odpowiedniej odporności chemicznej lub tylko spoinowania, co spełnia zazwyczaj kryterium ekologiczne. Trudności pojawiają się, gdy z przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej wynika potrzeba dostosowania nośności konstrukcji do aktualnych obciążeń mechanicznych. Problemy wynikają stąd, że przekroje poprzeczne większości tych budowli mają kształty powodujące, że pod wpływem obciążeń zewnętrznych mogą wystąpić naprężenia rozciągające na poziomie przekraczającym zdolność ich przeniesienia przez konstrukcje murowane. W efekcie tych ograniczeń może zaistnieć sytuacja, w której kanały będą odnawiane bezwykopowo, a wzmocnienie konstrukcji niektórych wyposażen o dużym stopniu degradacji będzie wymagało przeprowadzania prac w wykopach.

Poniżej przedstawiono wyniki badań murowanej płuczki kanałowej wybudowanej w 1904 r. Dwukomorowa konstrukcja płuczki o podwójnym przekroju dzwonowym została wykonana z cegły pełnej klasy 15 MPa na zaprawie cementowej marki 8 MPa. Wysokość każdej komory w kluczu

oraz maksymalna szerokość nad kinetą wynosi 2 m. Przekrój poprzeczny budowli oraz jej lokalizację względem terenu (zagłębienie) przedstawiono na rys. 3.35, a rzut poziomy na rys. 3.36 [3.8].



Rys. 3.35. Przekrój poprzeczny płuczki [3.8]



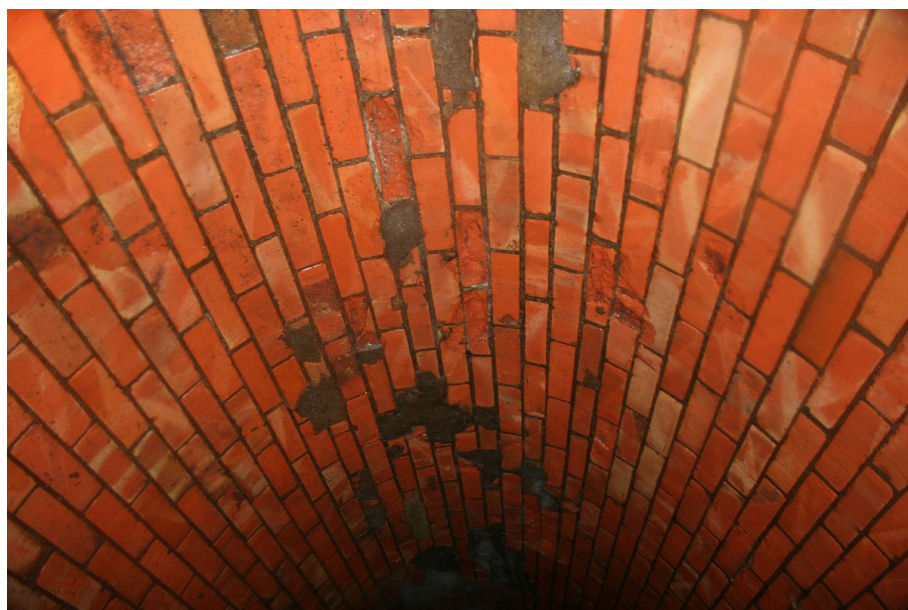
Rys. 3.36. Rzut poziomy płuczki

W wyniku przeprowadzonych przez autorów badań stanu technicznego płuczki stwierdzono pęknięcia konstrukcji o rozwarości do 4 mm, zlokalizowane od strony wylotu (rys. 3.37) oraz losowo rozmieszczone, powierzchniowe uszkodzenia pojedynczych cegieł o głębokości do 15 mm. Uszkodzenia te w przeszłości były nieudolnie naprawiane zaprawą cementową. Przykłady opisanych uszkodzeń przedstawiono na rys. 3.37 i 3.38.

W wyniku przeprowadzonych badań oraz udostępnionej dokumentacji archiwalnej stwierdzono, że mimo ponad 100-letniego okresu eksploatacji płuczki niemal cała jej konstrukcja znajduje się w dobrym stanie technicznym. Analizę statyczno-wytrzymałościową wykonano, przyjmując następujące dane materiałowe [3.27] i założenia:



Rys. 3.37. Pęknięcie konstrukcji od strony wylotu (fot. autorska)



Rys. 3.38. Uszkodzenia pojedynczych cegieł o nieznacznej głębokości naprawione zaprawą cementową (fot. autorska)

- mur z cegły ceramicznej klasy 15, zaprawa marki 8 MPa,
- grunt wokół płuczki – piaski drobne (grunt grupy G1 wg wytycznych [3.28]),
- zagłębienie płuczki 2,25 m,
- ze względu na lokalizację przyjęto maksymalne obciążenia komunikacyjne przewidziane w wytycznych [3.28], tj. najcięższy pojazd SLW 60,
- charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie $R_{mk} = 3,1$ MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie przy zginaniu muru w przekroju przechodzącym przez spoiny nieprzewiązane $R_{mzk} = 0,2$ MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie przy zginaniu muru w przekroju przechodzącym przez spoiny przewiązane $R_{mzk} = 0,4$ MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna na ścinanie w przekroju przechodzącym przez spoiny nieprzewiązane $R_{mtk} = 0,4$ MPa,
- wytrzymałość charakterystyczna na ścinanie w przekroju przechodzącym przez elementy i spoiny $R_{mtk} = 1,4$ MPa,
- odkształcalność muru E_m wyznaczoną ze wzoru (3.21):

$$E_m = \kappa R_{mk} \alpha_m \quad (3.21)$$

gdzie:

R_{mk} – charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie,

$$R_{mk} = 3,1 \text{ MPa},$$

κ – współczynnik korekcyjny, $\kappa = 1,1$,

α_m – cecha sprężystości muru, przyjęto $\alpha_m = 1000$.

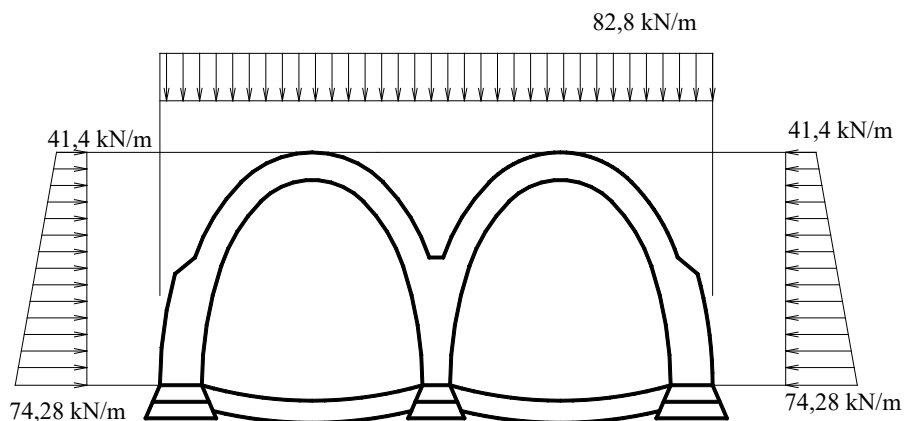
$$E_m = 1,1 \cdot 3,1 \cdot 1000 = 3,41 \text{ GPa}$$

Budując schemat obliczeniowy, uwzględniono konstrukcję murowaną kanału, murowane łąwy fundamentowe i betonowe dno kanału (beton B-10). Wyliczone obciążenia konstrukcji pokazano na rys. 3.39. Reakcje pionowe przekazywane są na łąwy fundamentowe. Nie rozpatrywano reakcji poziomych ze względu na symetrycznie zrównoważone obciążenie w tym kierunku.

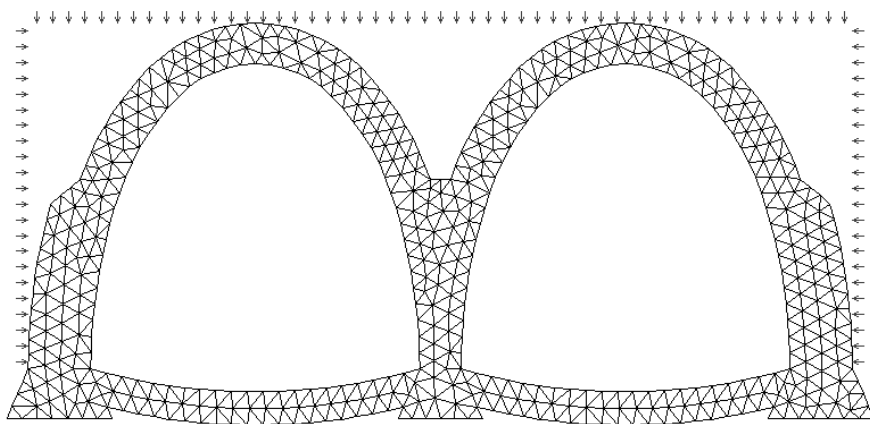
Analizę przeprowadzono przy użyciu MES. Modelowano wycinek kanału o szerokości 1 m. Do zbudowania modelu użyto elementu trójkątnego tarczowego dla zagadnienia płaskiego stanu odkształceń. Element ten ma dwa stopnie swobody w każdym węźle. Przeanalizowano dwa podziały na elementy skończone pokazane na rys. 3.40 i 3.41:

- podział rzadszy składa się z 1325 elementów skończonych, 930 węzłów, 1830 stopni swobody,
- podział gęstszy składa się z 3142 elementów skończonych, 1891 węzłów i 3730 stopni swobody.

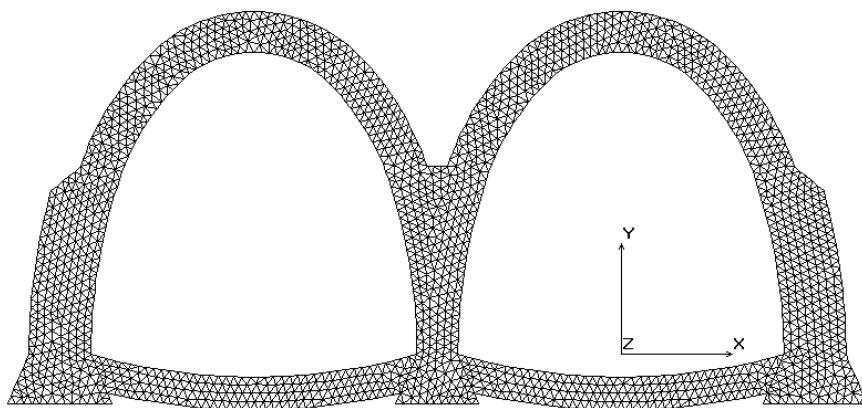
Wyniki w obu przypadkach nie różniły się o więcej niż 5%, a dalszą analizę przeprowadzono na gęstszym podziale. Zilustrowane na rys. 3.42–3.46 wyniki otrzymano przy podziale na 3142 elementy skończone.



Rys. 3.39. Obciążenia płuczki



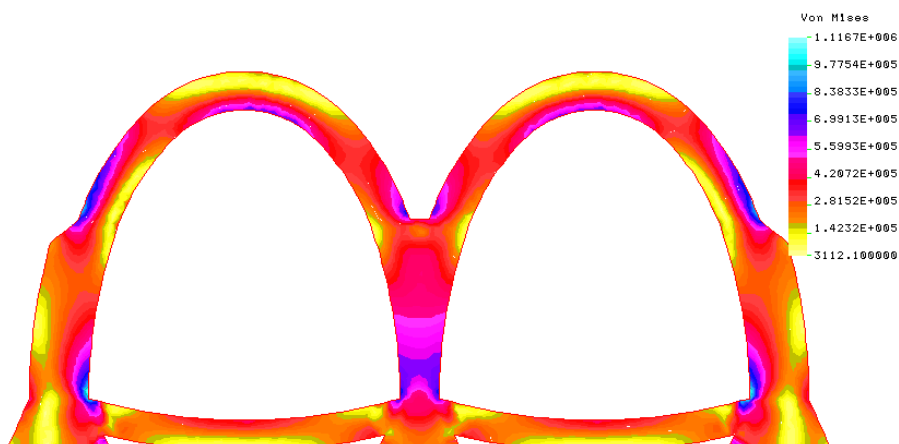
Rys. 3.40. Podział na 1325 elementów skończonych



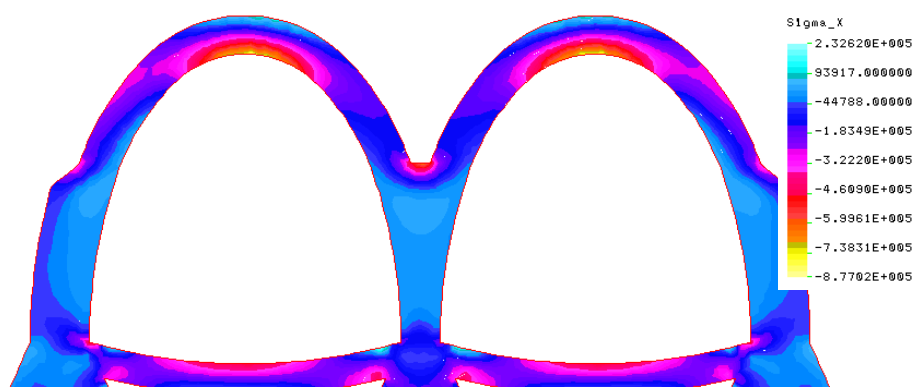
Rys. 3.41. Podział na 3142 elementy skończone



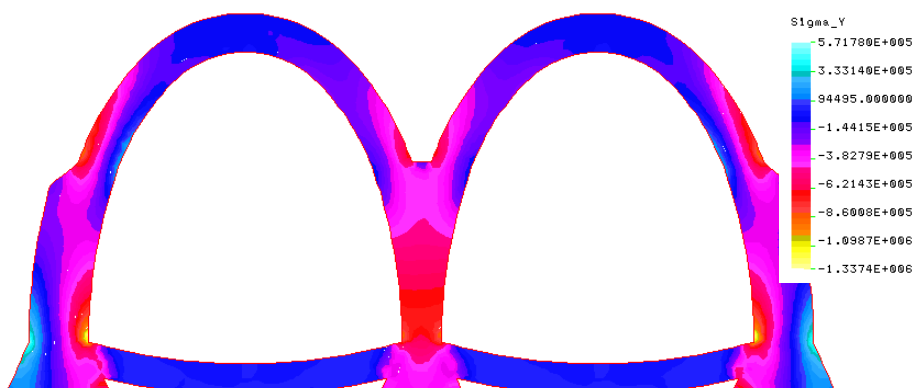
Rys. 3.42. Wykres przemieszczeń sumarycznych; maksymalne przemieszczenie 0,8 mm



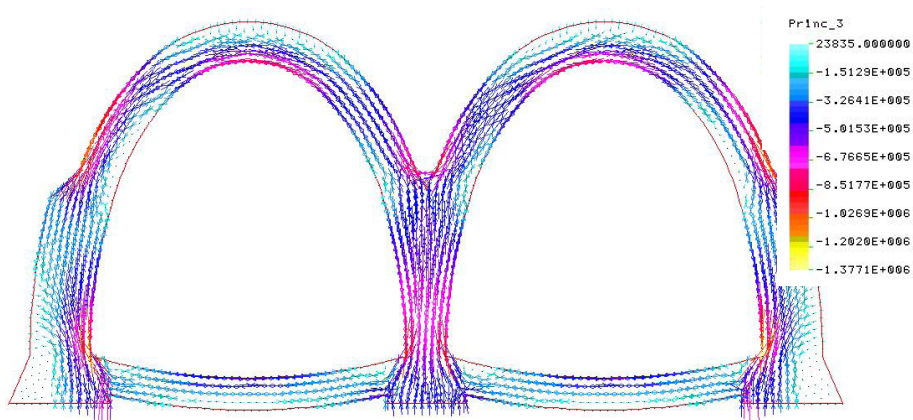
Rys. 3.43. Naprężenia zastępcze według hipotezy von Misesa; maksymalne naprężenie 1,1 MPa



Rys. 3.44. Naprężenia normalne w kierunku poziomym; maksymalne naprężenie rozciągające 232 kPa, maksymalne naprężenie ściskające 877 kPa



Rys. 3.45. Naprężenia normalne w kierunku pionowym; maksymalne naprężenie rozciągające 571 kPa, maksymalne naprężenie ściskające 1,33 MPa



Rys. 3.46. Wykres naprężeń głównych; maksymalne naprężenie rozciągające 24,0 kPa, maksymalne naprężenie ściskające 1,38 MPa

Kierunki naprężeń głównych są zgodne z ukształtowaniem konstrukcji. Wykonana analiza wykazała, że nośność budowli w części nieuszkodzonej jest wystarczająca dla przeniesienia aktualnych obciążeń gruntem i obciążeń komunikacyjnych (naziomu). Stwierdzono natomiast, że końcowy odcinek płuczki znajduje się w złym stanie technicznym, zagrażającym awarią i wymaga pilnego podjęcia prac naprawczych (odnowy).

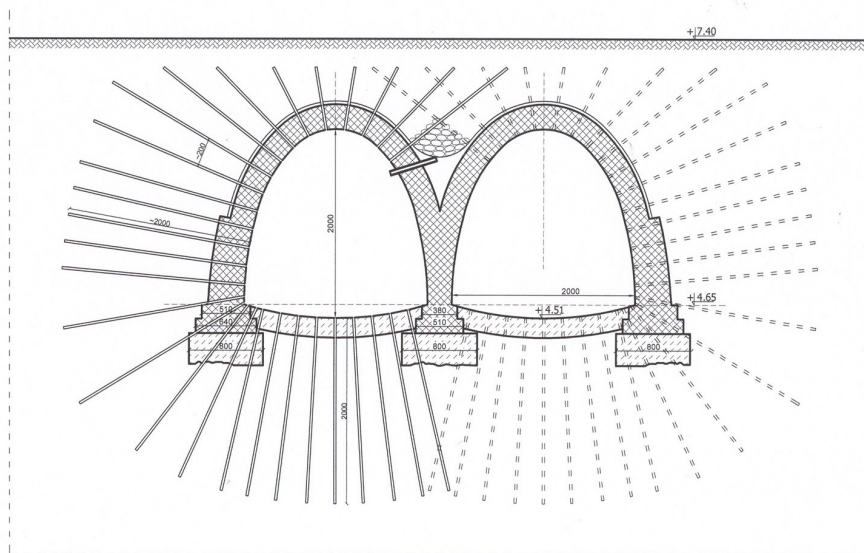
Uznano, że dla dalszej bezpiecznej eksploatacji płuczki konieczne jest wykonanie wzmocnienia jej konstrukcji w miejscach, gdzie występują zarysowania. Uwzględniając lokalizację płuczki w obrębie bardzo ruchliwej ulicy, zdecydowano o odnowie w technologii bezwykopowej (wariant 1) z maksymalnym ograniczeniem wykopów (wariant 2). W pierwszym wariantcie odnowy zaprojektowano następujące prace i ich kolejność:

- oczyszczenie płuczki,
- nawiercenie w uszkodzonej strefie po obwodzie przekroju płuczki otworów w celu wtłoczenia iniektu do gruntu,
- wtłaczanie iniektu,
- wzmocnienie zarysowanych stref konstrukcji,
- wykonanie napraw „kosmetycznych” i zabezpieczających.

W celu wykonania iniekcji przed jej rozpoczęciem należy zawsze określić przepuszczalność gruntu. W przedmiotowym przypadku konieczne było wykonanie co najmniej dwóch odwiertów na głębokość 2 m poniżej poziomu jej posadowienia. Jeden odwiert został zlokalizowany blisko konstrukcji, drugi w odległości około 2 m.

Rozstaw otworów iniekcyjnych należało dobrać stosownie do wyników badań przepuszczalności gruntu. Jednocześnie można nawiercać otwory tylko w dwóch przekrojach konstrukcji, ponieważ wiercenia i otwory zmniejszają lokalnie jej nośność. Zalecono stosowanie lanc iniekcyjnych o długości 2 m. Schemat rozmieszczenia otworów przedstawiono na rys. 3.47.

Po wtłoczeniu iniektu w danym przekroju przystępuje się do wtłaczania iniektu w kolejnym. Pierwszy i ostatni przekrój, w których wykonuje się iniekcję, powinny znajdować się około 2 m poza zarysowaniami konstrukcji. Zalecono stosowanie iniektu w postaci fabrycznej mieszanki o podwyższonej odporności na siarczany lub zaczynu cementowego. W drugim przypadku zaczyn musi być wykonany z cementu siarczanoodpornego o możliwie drobnym przemyśle. Po zakończeniu prac otwory do wtłaczania zaczynu muszą być wypełnione bezskurczowym materiałem PCC o wysokiej odporności na siarczany. W celu zapewnienia walorów estetycznych końcową część otworu zaleca się wypełnić „korkiem” z cegły. W strefie dennej stale znajdującą się pod zwierciadłem ścieków nie stwier-



Rys. 3.47. Schemat rozmieszczenia otworów i lanc do iniekcji

dzono istotnych uszkodzeń, co jest zjawiskiem typowym. Brak uszkodzeń uzasadnił decyzję o niewykonywaniu prac naprawczych w tej strefie.

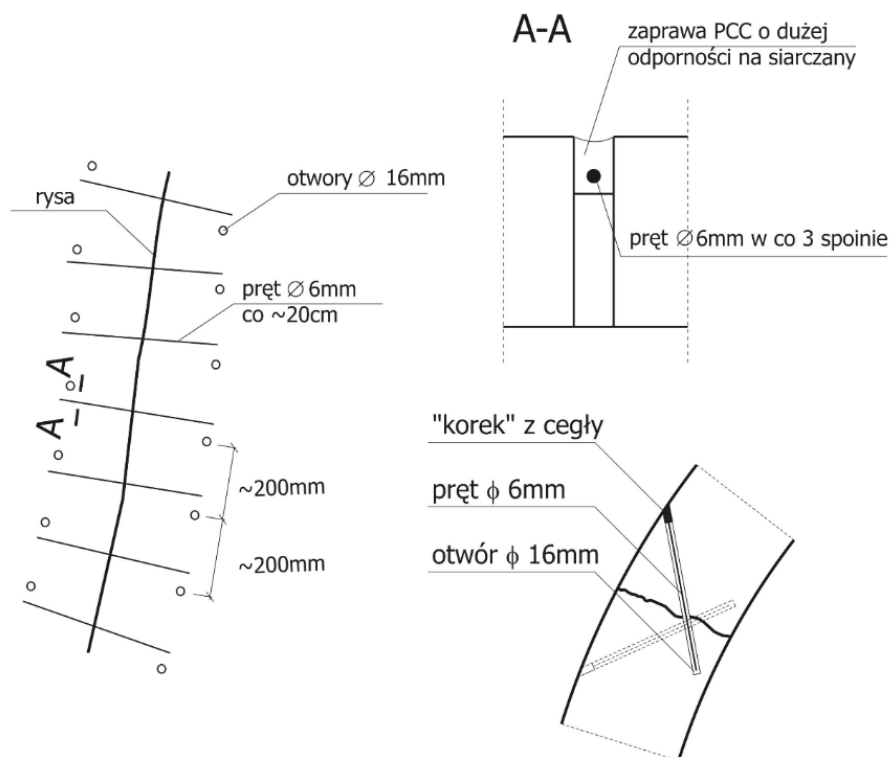
W przypadku występowania uszkodzeń w konstrukcji dna na jego powierzchni należałoby wykonać powłokę zabezpieczającą z materiału mineralnego o odpowiedniej odporności na korozję siarczanową i ścieranie.

Odnowa płuczki w miejscach występowania rys wymagała ucięcia konstrukcji w celu przywrócenia jej zdolności do przenoszenia obciążeń. Zaprojektowano tu następujące działania zgodne z procedurą opisaną w punkcie 3.1:

- nawiercenie skośnych otworów pod kątem 45° (tu o średnicy około 16 mm),
- usunięcie zwiercin z otworów (powietrzem pod ciśnieniem) i ewentualne zwilżenie otworów,
- wypełnienie otworów bezskurczową zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany,
- wciśnięcie w otwory wypełnione zaprawą prętów żebrowanych ze stali nierdzewnej lub ocynkowanej (tu o średnicy 6 mm),
- do zachowania walorów estetycznych końcową część otworu zalecono wypełnić „korkiem” z cegły,
- osadzenie poziomych prętów „zszywających” o długości ok. 30 cm w co trzeciej spoinie (co trzy warstwy cegieł) i w tym celu zalecono:

- usunąć ze spoin zaprawę na głębokość ok. 35 mm,
- oczyścić powstałe szczeliny,
- wypełnić szczeliny bezskurczową zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany, tak aby pozostało ok. 20 mm niewypełnionej przestrzeni,
- umieścić w tak przygotowanych szczelinach pręty ze stali nierdzewnej lub ocynkowanej (tu o średnicy 6 mm),
- wypełnić szczeliny bezskurczową zaprawą PCC o wysokiej odporności na siarczany.

Schemat umieszczania prętów w otworach i szczelinach przedstawiono na rys. 3.48. Zapewnienie zdolności konstrukcji do przenoszenia aktualnych obciążeń mechanicznych w tym wariancie projektu polega zasadniczo na zmianie parametrów gruntu wokół budowli, tworząc w wyniku iniekcji warstwę zdolną do częściowego przejęcia obciążeń. Uciąglenie konstrukcji w wyniku „zszywania” rys prętami ze stali jest działaniem uzupełniającym.



Rys. 3.48. Schemat odnowy kanału w miejscach zarysowań konstrukcji

Zalecono także, aby wszystkie uzupełnienia ubytków cegły zaprawą cementową usunąć, a miejsca te ukształtować tak, aby pozostały regularne zagłębienia o głębokości ok. 2,5 cm. W tak przygotowanych miejscach zalecono „wkleić” dopasowane (także kolorystycznie) kawałki cegły, używając zaprawy PCC o podwyższonej odporności na siarczan. Materiałem tym należy również wypełnić spoiny ze skorodowaną zaprawą po jej uprzednim usunięciu.

Zaprojektowane prace w drugim wariantcie wymagają czasowego zamknięcia fragmentu ulicy i wykonania w ograniczonym zakresie wykopu. Kolejność działań i ich zakres jest następujący:

- wykonanie obok konstrukcji płuczki, w części, gdzie występują rysy, pali w technologii Jet Grouting,
- rozebranie konstrukcji jezdni i wykonanie wykopu do poziomu stropu płuczki,
- przemurowanie zarysowanych fragmentów konstrukcji,
- ułożenie na palach Jet Grouting żelbetowych płyt prefabrykowanych o nośności wystarczającej dla przeniesienia aktualnych obciążeń zewnętrznych,
- zasypanie wykopu i odtworzenie nawierzchni,
- wykonanie prac kosmetycznych i zabezpieczających, tak jak w wariantcie 1.

Wariant drugi jest korzystniejszy z punktu widzenia dostępności do obiektu, co stwarza także możliwości przemurowania jego fragmentów. Wymaga jednak czasowego zamknięcia części ulicy.

Ograniczeniem dla stosowania iniekcji (wariant 1) lub technologii Jet Grouting (wariant 2) mogło być bliskie sąsiedztwo innych elementów infrastruktury podziemnej, co w przedstawionym przypadku nie miało miejsca. Na podstawie wieloletnich doświadczeń autorzy stwierdzają, że ograniczenie to występuje dość często. W takich sytuacjach pozostaje wykonanie odnowy budowli w wykopie mimo uciążliwości, jakie to powoduje.

Literatura

- [3.1] Bull J.W. (ed.), *Computational modelling of masonry, brickwork blockwork structures*, Glasgow 2001.
- [3.2] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L., *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.

- [3.3] Neville A.M., *Właściwości betonu*, wydanie V. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012.
- [3.4] Rybczyński W. i in., *Wodociągi i kanalizacja m.st. Warszawy 1886–1936*, Wydawnictwo Wodociągów i Kanalizacji m.st. Warszawy, Warszawa 1937.
- [3.5] Szołomicki J.P., *Analiza statyczno-wytrzymałościowa i modelowanie komputerowe konstrukcji murowych*, Rozprawa doktorska, Instytut Budownictwa, Wrocław 1997.
- [3.6] Szot A., *Nośność rurociągów kanalizacyjnych wzmacnianych polimerowymi wykładzinami ciągłymi*, Rozprawa doktorska, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.
- [3.7] Wóycicki K., *Wodociągi i Kanalizacje, t. II. Kanalizacje*, Trzaska, Evert i Michalski, Warszawa 1948.
- [3.8] Fragmenty archiwalnej dokumentacji obiektu z archiwum zleceńodawcy.
- [3.9] Materiały informacyjne firmy Blejkan.
- [3.10] Materiały informacyjne firmy Hobas Polska Sp. z o.o.
- [3.11] Materiały informacyjne firmy INFRA S.A.
- [3.12] Materiały informacyjne firmy Insituform.
- [3.13] Materiały techniczne firmy KAN-REM Sp. z o.o. Wrocław.
- [3.14] Materiały informacyjne firmy Keramo-Steinzeug N.V.
- [3.15] Materiały techniczne firmy TROLINING GmbH, Troisdorf.
- [3.16] Materiały udostępnione przez zamawiającego badania, w tym archiwalne z czasów realizacji przewodu.
- [3.17] Norma PN-EN 771-1+A1:2015-10/ Ap:2018-08E. *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 1: Elementy murowe ceramiczne*.
- [3.18] Norma PN-EN 998-2:2004. *Wymagania dotyczące zapraw do murów. Część 2: Zaprawa murarska*.
- [3.19] Norma PN-B-10104:2005. *Wymagania dotyczące zapraw murarskich ogólnego przeznaczenia. Zaprawy o określonym składzie materiałowym, wytwarzane na miejscu budowy*.
- [3.20] Norma PN-EN 12620. *Kruszywa do betonu*.
- [3.21] Norma PN-EN 197-1:2012. *Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*.
- [3.22] Norma PN-B-19707:2013-10. *Cement – Cement specjalny – Skład, wymagania i kryteria zgodności*.

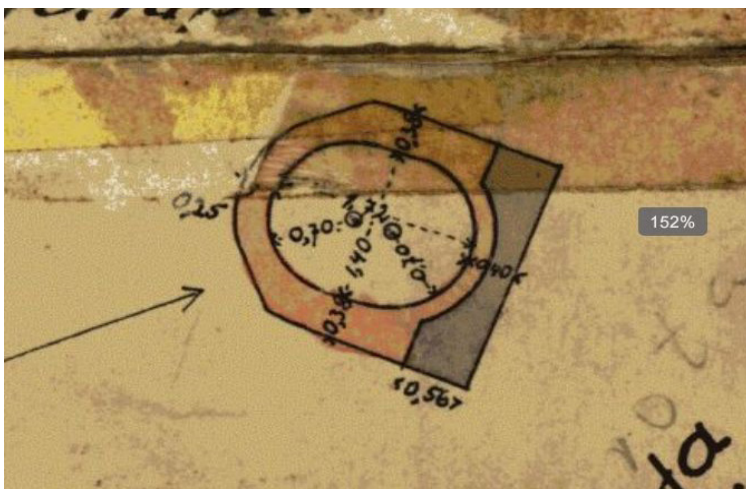
- [3.23] Norma PN-EN 1015-2. *Metody badań zapraw do murów – Pobieranie i przygotowanie próbek zapraw do badań.*
- [3.24] Norma PN-EN 998-2:2016-12. *Wymagania dotyczące zaprawy do murów. Część 2: Zaprawa murarska.*
- [3.25] Norma PN-EN 13139: 2003. *Kruszywa do zaprawy.*
- [3.26] Norma PN-EN 1996-2:2010. Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów.*
- [3.27] Norma PN-EN 1996-1-1+A12013-05. Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowanych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowanych.*
- [3.28] Wytyczna ATV-DVWK – A127P. *Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych*, wydanie 3, Czerwiec 2000, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2002.
- [3.29] Wytyczna ATV-DVWK-M 127P. *Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla rehabilitacji technicznej przewodów kanalizacyjnych przez wprowadzanie linerów lub metodą montażową*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2000.
- [3.30] Wytyczna ATV DWA-A 143-2. *Sanierung von Entwässerungssystemen außerhalb von Gebäuden. Teil 2: Statische Berechnung zur Sanierung von Abwasserleitungen und -kanälen mit Lining – und Montageverfahren*, Juli 2015.

4.

Studium przypadku

4.1. Charakterystyka kanału

Celem badań przeprowadzonych przez autorów niniejszej monografii było wskazanie technologii odnowy przewodu kanalizacyjnego, zlokalizowanego w centrum jednego z metropolitalnych miast w Polsce. Zakres prac obejmował przegląd stanu technicznego kanału, sprawdzające obliczenia



Rys. 4.1. Przekrój przewodu według archiwalnej dokumentacji

statyczno-wytrzymałościowe, analizę wyników, ocenę stanu bezpieczeństwa oraz wskazanie zakresu i technologii odnowy umożliwiającej dalszą bezpieczną eksploatację budowli.

Kanał wykonano jako murowany z cegły na zaprawie cementowej o przekroju eliptycznym i wymiarach przedstawionych na rys. 4.1 (zgodnie z archiwalną dokumentacją). Widok wnętrza kanału zilustrowano na rys. 4.2.

Studnie rewizyjne o średnicy 1000 mm wykonano także jako murowane z cegły na zaprawie cementowej ze stopniami złączowymi żeliwnymi. Studnie zamknięte są włazami żeliwnymi.

4.2. Badania stanu technicznego

W trakcie prowadzonych badań stanu technicznego stwierdzono liczne uszkodzenia kolektora, w tym uszkodzenia zagrażające bezpiecznemu funkcjonowaniu budowli. Przykłady tych uszkodzeń przedstawiono na następujących rysunkach:

- lokalnie nacieki solne świadczące o sączeniu wody gruntowej do wnętrza przewodu (infiltracji) – rys. 4.2;



Rys. 4.2. Wnętrze przewodu – widoczne nacieki solne (fot. autorska)

- rysy podłużne w kluczu szerokość rozwarcia do około 1,5 mm, widoczne na znacznej części badanego przewodu – rys. 4.3 i 4.4;



Rys. 4.3. Rysa podłużna w kluczu – widoczne zarysowanie sondy kontrolnej (fot. autorska)



Rys. 4.4. Rysa podłużna w kluczu – brak zarysowania sondy kontrolnej, co świadczy o ustabilizowaniu szerokości rysy (fot. autorska)

- zarysowania konstrukcji studni o szerokości rozwarcia do 6 mm – rys. 4.5;



Rys. 4.5. Zarysowanie konstrukcji studni i kanału w sąsiedztwie studni (fot. autorska)

- punktowe przecieki wody do wnętrza przewodu (infiltracja) – rys. 4.6;



Rys. 4.6. Punktowy przeciek wody (fot. autorska)

- zanieczyszczenia i stwardniałe depozyty na dnie kanału – rys. 4.7;



Rys. 4.7. Zanieczyszczenie kinety (fot. autorska)

Ponadto stwierdzono korozję zaprawy w spoinach dochodzącą lokalnie do 50 mm.

4.3. Analiza statyczno-wytrzymałościowa istniejącej konstrukcji kanału

4.3.1. Zestawienia obciążeń

Przyjęto, że w otoczeniu istniejącego przewodu występują grunty z grupy G2 oraz że w wyniku długoletniej eksploatacji (ponad 100 lat) nastąpiła ich konsolidacja i wyrównanie parametrów gruntu rodzimego i zasypowego. Na podstawie pomiarów *in situ*, wytycznej ATV A127 [4.5] oraz dostępnych danych archiwalnych pochodzących z czasów budowy kanału przyjęto następujące warunki brzegowe do przeprowadzenia obliczeń:

- wysokość przykrycia kanału h – 4,08 m,
- obliczeniowa szerokość dna wykopu b – 1,8 m,
- zagłębienie dna poniżej terenu – 5,85 m,
- kąt nachylenia ścian wykopu – 90° ,
- kąt posadowienia przewodu (wg ATV A127) – 90° ,

- względna wyniosłość przekroju „a” – 1,13,
- moduł sprężystości konstrukcji murowej E_m – 1600 MPa,
- obliczeniowa grubość ścianki „s” – 25 cm,
- grupa gruntu (wg ATV A127) – G2,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego – 20 kN/m³,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu – 30°.

W obliczeniach wg wytycznych ATV wyróżnia się moduły odkształcenia podłoża dla następujących stref:

- zasypka ponad sklepieniem rury – E_1 ,
- strefa przewodu po obu stronach rury – E_2 ,
- grunt rodzimy za obudową wykopu – E_3 ,
- grunt poniżej dna wykopu – E_4 .

Ze względu na długoletnią eksploatację przyjęto dobre zagęszczenie gruntu (95%) oraz wyrównane moduły sprężystości $E_1 = E_3 = 8$ MPa. Moduł odkształcenia gruntu w strefie E_2 ustalono ze wzoru (3.1):

$$E_2 = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (3.1)$$

gdzie:

$E_{20} = 8,0$ MPa (odczytano z tabeli w wytycznych ATV A127),

f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu; dla gruntu G2 odczytano $f_1 = 1$,

f_2 – współczynnik zmniejszający dla E_{20} przy występowaniu wody gruntowej ustalono ze wzoru (3.2):

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (3.2)$$

$$f_2 = \frac{95 - 75}{20} = 1,0$$

α_B – współczynnik zmniejszający, dla warunków posadowienia kanału $\alpha_B = 0,6$:

$$E_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Składową p_E obciążenia przewodu gruntem ustalono ze wzoru (3.3):

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h \quad (3.3)$$

gdzie:

κ – współczynnik redukcyjny $\kappa = 1,0$,

h – przykrycie przewodu.

$$p_E = 1 \cdot 20 \cdot 4,08 = 81,6 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia komunikacyjne ustalono ze wzoru (3.4), przyjęto obciążenie SLW 60 (wg ATV A127):

$$p_V = \varphi \cdot p \quad (3.4)$$

$$p_V = 1,2 \cdot 12 = 14,4 \text{ kN/m}^2$$

gdzie:

p – obciążenie charakterystyczne, $p = 12 \text{ N/m}^2$,

φ – współczynnik dynamiczny, $\varphi = 1,2$.

Krótkookresową zastępczą sztywność obwodową przewodu ustalono ze wzoru (3.5):

$$S_R = \frac{E_R}{12} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.5)$$

$$S_R = \frac{1600}{12} \left(\frac{0,25}{0,65} \right)^3 = 3,71 \text{ MPa}$$

gdzie:

E_R – moduł sprężystości muru, przyjęto $E_R = 1600 \text{ MPa}$,

s – grubość ścianki przewodu, przyjęto $s = 25 \text{ cm}$,

r_m – obliczeniowy promień przewodu.

Sztywność posadowienia przewodu w kierunku pionowym S_{Bv} ustalono ze wzoru (3.6):

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.6)$$

$$S_{Bv} = \frac{8,0}{1,13} = 7,08 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia przewodu w kierunku poziomym S_{Bh} ustalono ze wzoru (3.7):

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (3.7)$$

gdzie ξ – współczynnik korekcyjny dla poziomej sztywności, dla przedmiotowego przypadku $\xi = 1$.

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Sztywność układu V_{RB} ustalono ze wzoru (3.8):

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \quad (3.8)$$

$$S_0 = \frac{S_R}{8} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,46}{4,8} = 0,77 < 1 \rightarrow K_2 = 0,3$$

Efektywną, względną wyniosłość przekroju a' ustalono ze wzoru (3.9):

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad (3.9)$$

$$a' = 1,13 \cdot \frac{8}{8} = 1,13$$

Współczynnik koncentracji obciążeń $\max \lambda$ ustalono ze wzoru (3.10):

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \quad (3.10)$$

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{4,08}{1,8}}{\frac{3,5}{1,13} + \frac{2,2}{\frac{80}{8} \cdot (1,13 - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{1,13} + \frac{1,6}{\frac{80}{8} \cdot (1,13 - 0,25)} \right] \cdot \frac{4,08}{1,8}} = 1,45$$

Wskaźnik sztywności układu V_s ustalono ze wzoru (3.11):

$$V_s = \frac{8 \cdot S_0}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (3.11)$$

gdzie c_v – współczynnik korekcyjny ustalono ze wzoru (3.12):

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh}^* \cdot K^* \quad (3.12)$$

w którym:

$c_v^*, c_{v,qv}, c_{v,qh}^*$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127,
 K^* – współczynnik parcia bocznego od reakcji posadowienia, wyznaczany ze wzoru (3.13):

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.13)$$

$$K^* = \frac{0,0956}{0,77 + 0,0658} = 0,114$$

$$c_v^* = -0,0966 + 0,064 \cdot 0,114 = -0,089$$

$$V_s = \frac{8 \cdot 0,46}{0,089 \cdot 7,08} = 5,82$$

Współczynnik koncentracji obciążeń λ_R ustalono ze wzoru (3.14):

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \frac{3 + K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.14)$$

gdzie K' – współczynnik korekcyjny dla odkształceń ustalono ze wzoru (3.15):

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} \cdot K^*} \quad (3.15)$$

gdzie $c_{v,qh}, c_{h,qh}$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127.

$$K' = -\frac{0,0833 + \frac{-0,0833}{0,0956} 0,064 \cdot 0,114}{-0,966 + 0,0833 \cdot 0,114} = 0,864$$

$$\lambda_R = \frac{1,45 \cdot 5,82 + 1,13 \frac{4 \cdot 0,3 \cdot 0,864}{3} \cdot \frac{1,45 - 1}{1,13 - 0,25}}{5,82 + 1,13 \frac{3 + 0,3 \cdot 0,864}{3} \cdot \frac{1,45 - 1}{1,13 - 0,25}} = 1,34$$

Obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń λ_{RG} ustalono ze wzoru (3.16):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{RG} = \frac{1,34 - 1}{3} \cdot \frac{b}{1,8} + \frac{4 - 1,34}{3} = 1$$

Obciążenie pionowe q_v przewodu ustalono ze wzoru (3.17):

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (3.17)$$

$$q_v = 1 \cdot 81,6 + 14,4 = 96,0 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome przewodu q_h ustalono ze wzoru (3.18):

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.18)$$

gdzie λ_B – współczynnik koncentracji obciążeń w strefie obok rury ustalono ze wzoru (3.19):

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.19)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - 1,34}{3} = 0,89$$

$$q_h = 0,3 \cdot \left(0,89 \cdot 81,6 + 20 \cdot \frac{1,8}{2} \right) = 27,2 \text{ kN/m}^2$$

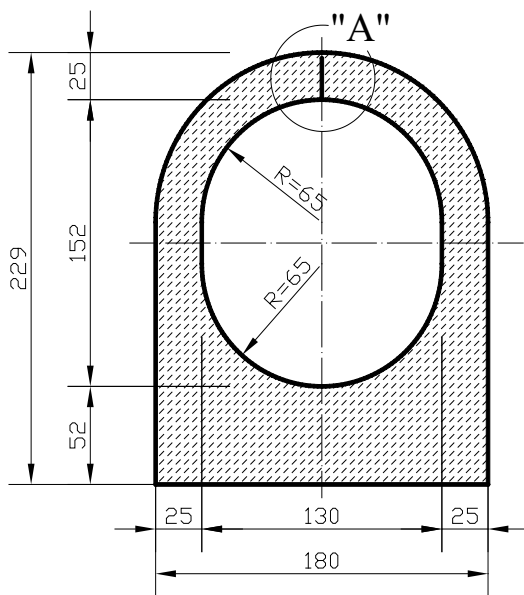
Reakcję posadowienia q_h^* ustalono ze wzoru (3.20):

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.20)$$

$$q_h^* = \frac{0,956 \cdot 96 - 0,0833 \cdot 27,2}{0,77 + 0,0658} = 8,27 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2. Obliczenia numeryczne

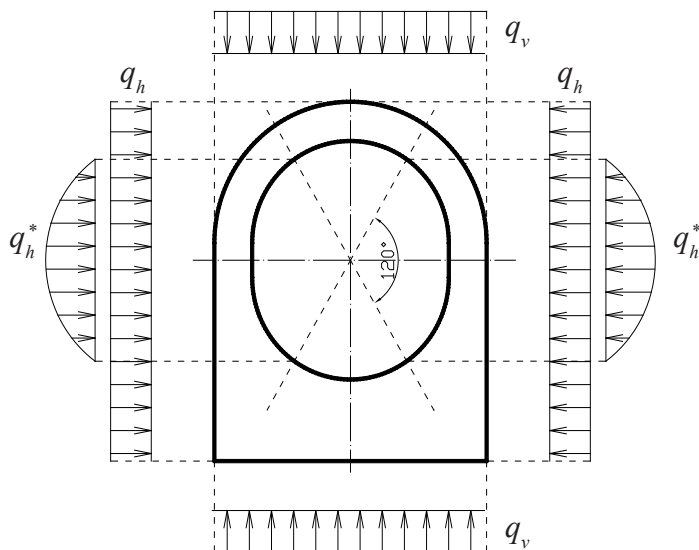
Analizę wytrzymałościową kanału przeprowadzono, przyjmując przekrój o wymiarach wewnętrznych $1300 \times 1520 \text{ mm}$ (na podstawie pomiarów) i grubości ścianki 25 cm (rys. 4.8). W obliczeniach uwzględniono pęknięcie konstrukcji w kluczu – szczegół „A”.



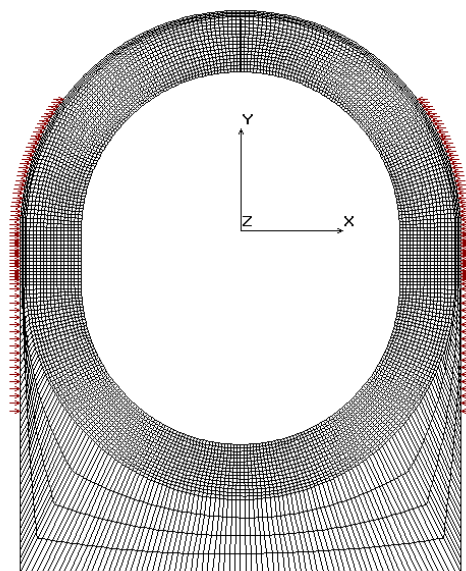
Rys. 4.8. Wymiary przekroju przyjęte do obliczeń

Na podstawie badań przeprowadzonych we wnętrzu kanału przyjęto, że jest on wykonany z cegły pełnej klasy 10 MPa na zaprawie 5 MPa . Obliczenia wykonano, przyjmując moduł Younga o wartości $E_m = 1600 \text{ MPa}$ oraz współczynnik Poissona $\nu = 0,3$. Schemat obciążenia kanału pokazano na rys. 4.9, natomiast wartości obciążeń wymieniono powyżej.

Podział na elementy skończone pokazany jest na rys. 4.10 [4.3]. Elementy zagęszczano do uzyskania zbieżności wyników. Ostatecznie model miał 7392 elementów skończonych, 7408 węzłów i 15 137 stopni swobody. Do modelowania użyto elementów typu PLANE2D o 4 węzłach i dwóch stopniach swobody (translacjach) w każdym węźle. Model rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia.

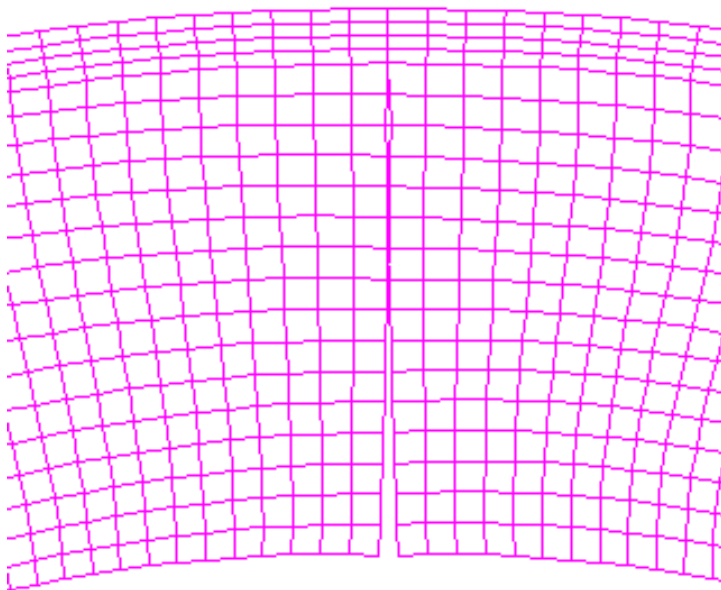


Rys. 4.9. Schemat obciążenia, gdzie: $q_v = 96,00 \text{ kN/m}^2$, $q_h = 27,20 \text{ kN/m}^2$, $q_h^* = 8,30 \text{ kN/m}^2$



Rys. 4.10. Schemat obliczeniowy MES; strzałkami pokazano obciążenie q_h^*

W miejscu „A” przyjęto pęknięcie dochodzące do 90% grubości ścianki, a na rys. 4.11 pokazano deformacje w pobliżu pęknięcia.



Rys. 4.11. Zarysowanie przewodu w pobliżu punktu A

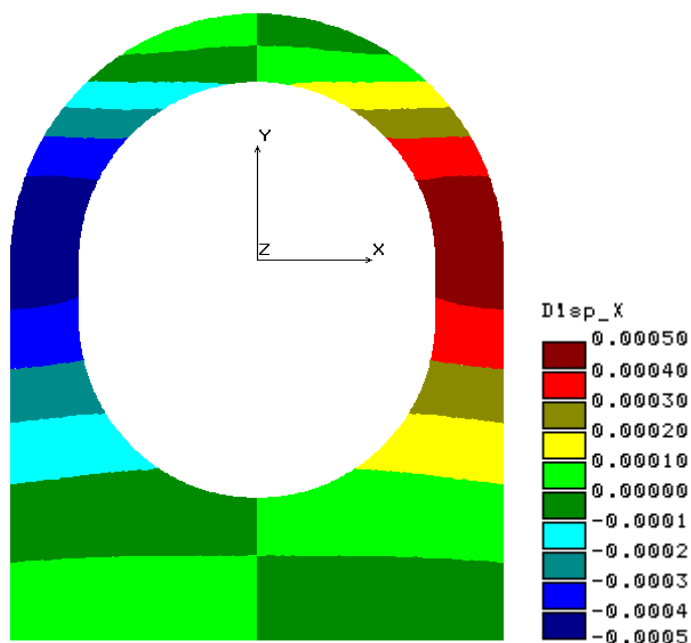
4.3.3. Wyniki obliczeń

Wyniki obliczeń numerycznych przedstawiono w formie graficznej na rys. 4.12–4.18.

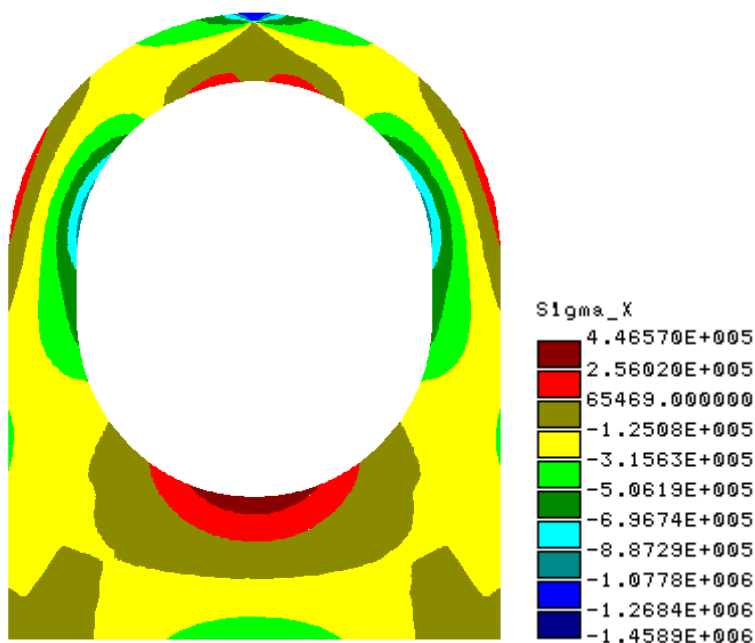
Dla przyjętych na podstawie przeglądu i badań makroskopowych klas cegły i zaprawy charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie wynosi 2,3 MPa, na rozciąganie przy zginaniu w przekroju przez spoiny powiązane 0,4 MPa oraz 0,2 MPa na rozciąganie przy zginaniu w przekroju przez spoiny niepowiązane.

Przechodząc do wytrzymałości obliczeniowej, uzyska się wartości mniejsze (współczynniki korekcyjne i współczynnik bezpieczeństwa), co prowadzi do wniosku, że w rozpatrywanym przypadku przekroczona jest znacznie nośność konstrukcji ze względu na rozciąganie przy zginaniu.

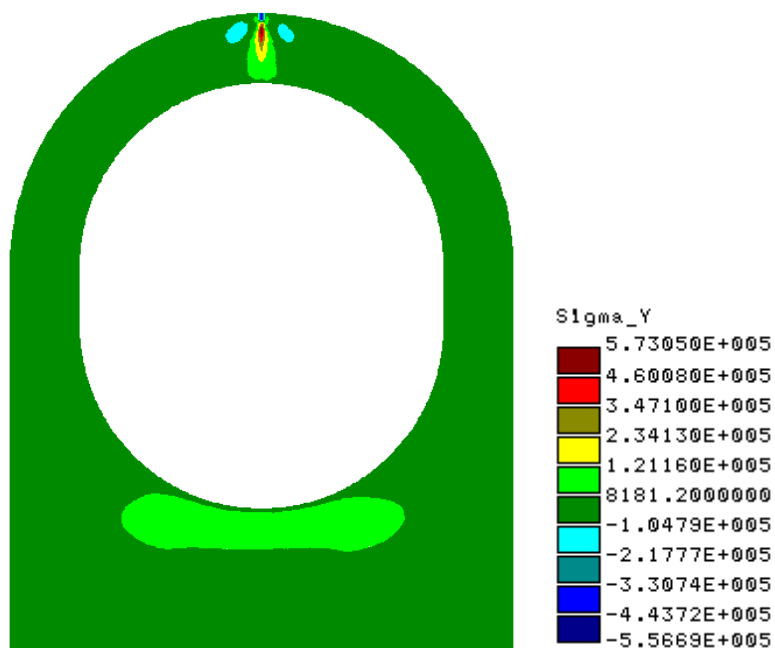
Wyniki wykonanej analizy stanu naprężeń w konstrukcji przewodu dla konstrukcji niezarysowanej zamieszczono na rys. 4.19.



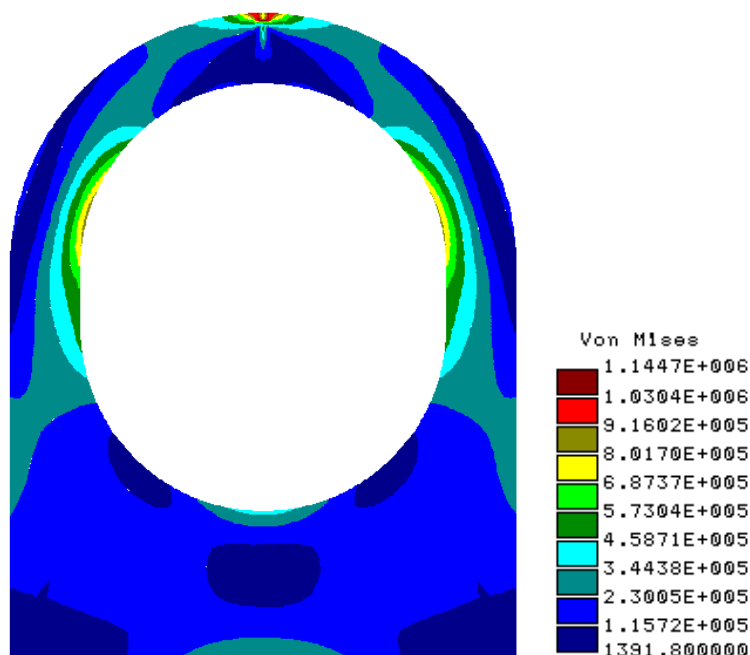
Rys. 4.12. Przeszyszczenia poziome (rozwarcie rysy mniejsze niż 0,2 mm)



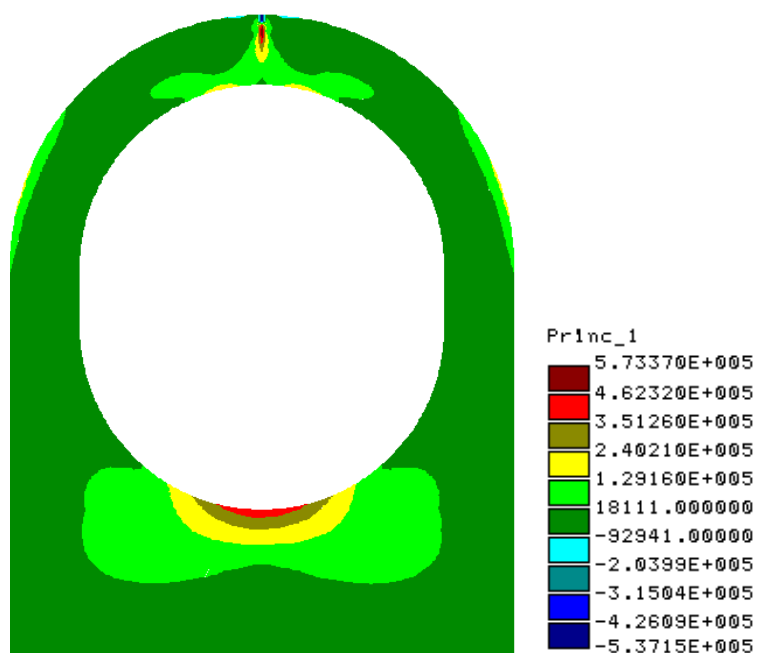
Rys. 4.13. Naprężenia obwodowe po obwodzie wewnętrznego owalu (najgęstszy podział). Maksymalne naprężenie ściskające 1,46 MPa występuje tylko w jednym węźle modelu, zatem do obliczeń można przyjąć wartość 1,3 MPa, maksymalne naprężenie rozciągające 0,45 MPa



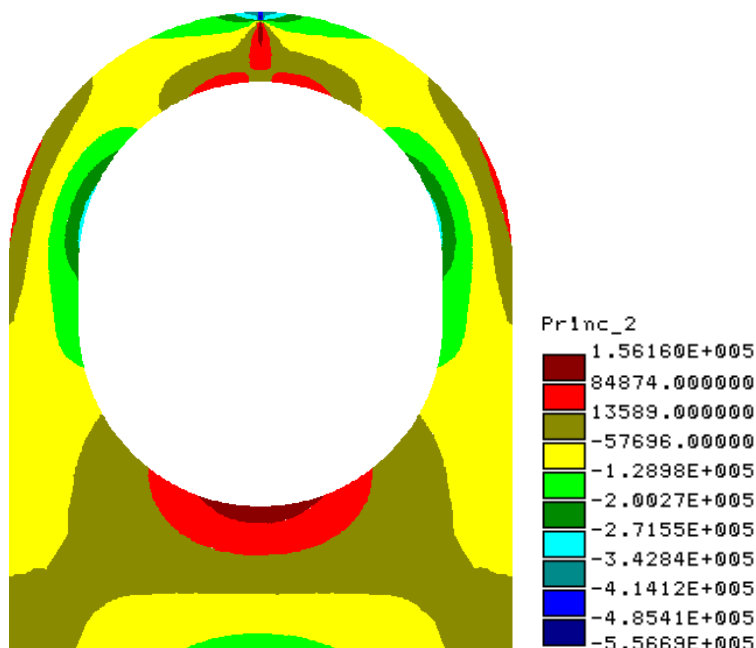
Rys. 4.14. Naprężenia radialne prostopadłe do wewnętrznego owalu. Maksymalne naprężenie ściskające 0,56 MPa, rozciągające 0,57 MPa, widoczna jest koncentracja naprężeń w pobliżu pęknięcia, zaś w pozostałej części konstrukcji naprężenia są poniżej 0,1 MPa



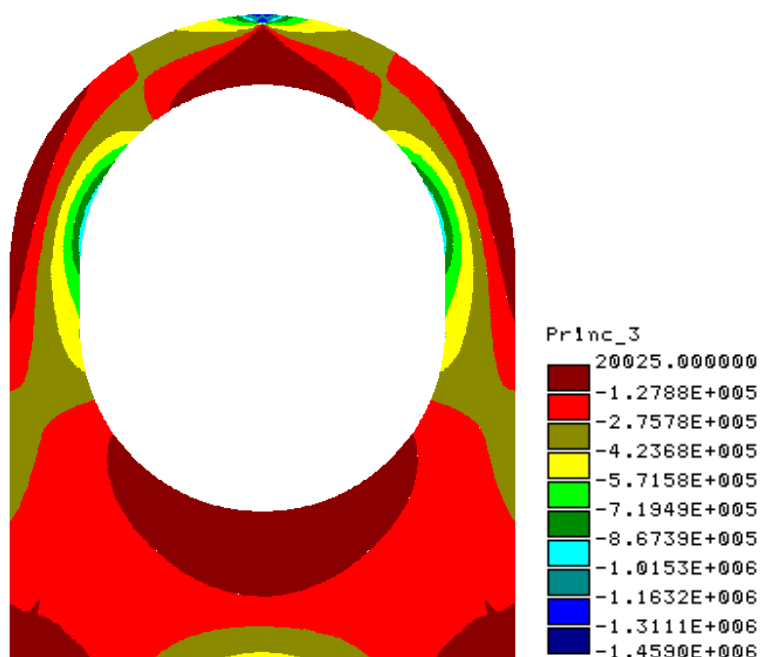
Rys. 4.15. Naprężenia zastępcze – wartość maksymalna ok. 1,1 MPa



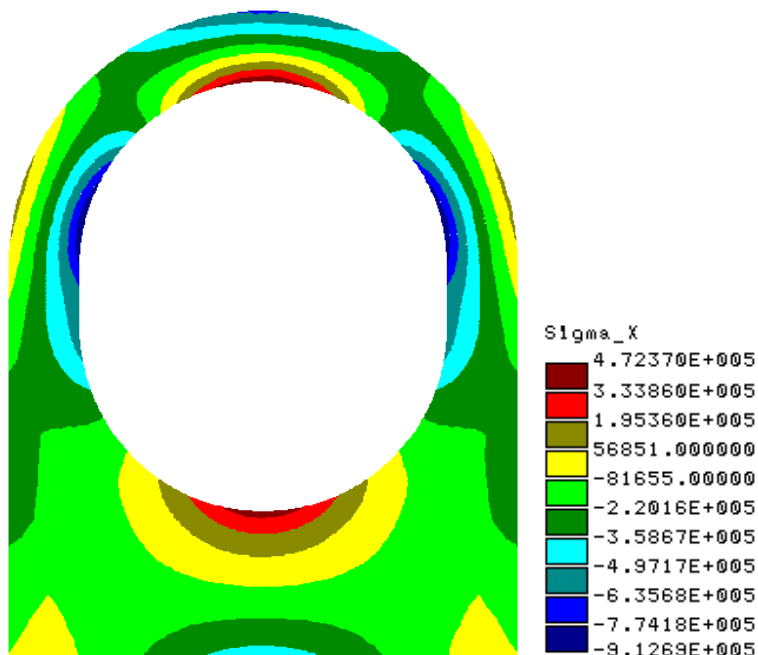
Rys. 4.16. Naprężenia główne σ_1 – maksymalne naprężenia ściskające 0,57 MPa, a rozciągające 0,54 MPa



Rys. 4.17. Naprężenia główne σ_2 – maksymalne naprężenia ściskające 0,56 MPa, a rozciągające 0,16 MPa



Rys. 4.18. Naprężenia główne σ_3 – maksymalne naprężenia ściskające 1,46 MPa, a rozciągające 0,02 MPa



Rys. 4.19. Naprężenia normalne obwodowe (po obwodzie wewnętrznego owalu) – maksymalne naprężenie ściskające 0,91 MPa, a rozciągające 0,47 MPa w miejscu występowania pęknięcia

4.3.4. Analiza wyników

Analiza wyników sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych potwierdziła, że podstawową przyczyną najistotniejszych uszkodzeń (zarysowanie podłużne w kluczu) przedmiotowego przewodu kanalizacyjnego jest niedostosowanie konstrukcji do przenoszenia obecnie działających obciążeń. Potwierdzeniem tej tezy są wyniki sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych dla konstrukcji niezarysowanej, gdyż w tym przypadku również stwierdzono przekroczenie dopuszczalnych naprężeń na zarysowanie, co skutkuje zarysowaniem konstrukcji. Nierównomierne osiadania mogą być skutkiem:

- prowadzenia punktowych robót ziemnych związanych np. z usuwaniem awarii,
- zróżnicowanych obciążeń (uszkodzenie występuje w pobliżu skrzyżowania),
- działań wojennych (wybuch bomby, zwały gruzu dociążającego lokalnie naziom).

Analiza stanu sond wykonanych na zarysowanym fragmencie w kluczu (rys. 4.3 i 4.4) potwierdza, że rysa pojawiła się w trakcie długotrwałej eksploatacji przewodu. W ramach kontroli stanu tego zarysowania wykonano dwie sondy. Jak się okazało, po upływie czasu jedna sonda uległa zarysowaniu, a druga nie. Mała rozwarłość rysy na sondzie oraz brak rysy na drugiej świadczy o tym, że od momentu ich wykonania nastąpiło tylko bardzo nieznaczne poszerzenie rysy. Taki stan świadczy o zaistnieniu pewnego stanu równowagi w wyniku powstania widocznych i niewidocznych rys. Nastąpiła zatem trudna do ujęcia obliczeniowego redystrybucja naprężeń i zmniejszenie ich lokalnych, maksymalnych koncentracji. Ten stan równowagi z całą pewnością zakłóci realizacja prac związanych z przebudową ulicy nad kanałem (budowa linii tramwajowej). Stąd też autorzy badań zalecili, aby przed rozpoczęciem prac modernizujących ulicę wzmocnić konstrukcję kanału. Punktowe przecieki są natomiast skutkiem lokalnego zarysowania i niejednorodności konstrukcji murowanej.

Uszkodzenia korozyjne zaprawy w spoinach spowodowane zostały długoletnim działaniem siarkowodoru, jaki może pojawiać się wewnątrz przewodów kanalizacyjnych. Mechanizm tej korozji omówiono w rozdziale 2. Przewód pracuje jako kanał przelewowy, dlatego stężenie siarkowodoru jest tam nieznaczne, jednak ponad 100-letni okres działania nawet niewielkich dawek siarkowodoru musiał spowodować obserwowane uszkodzenia. Zaprawa cementowa, nawet na cemencie siarczanoodpornym i z dodatkiem trasy reńskiego, jaką stosowano w tym czasie [4.2], [4.4], nie jest całkowicie odporna na działanie siarczanów.

4.3.5. Podsumowanie i wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań i analiz sformułować można następujące wnioski:

- stan techniczny kanału uznać należy za niezadowalający, stwarzający zagrożenie awarią z uwagi na jego niewystarczającą nośność,
- dalsza bezpieczna eksploatacja kanału wymaga wzmocnienia jego konstrukcji,
- z uwagi na zbyt małą nośność konstrukcji i postępującą powolną degradację liner powinien samodzielnie przenosić całość obciążeń zewnętrznych,
- do czasu wykonania prac renowacyjnych w trybie pilnym należy uszczelnić dwa punktowe przecieki, z których woda infiltruje pod ciśnieniem oraz wykonać czyszczenie dwóch końcowych odcinków między studzienkami.

4.4. Zalecony zakres odnowy

Umożliwienie dalszej wieloletniej, bezpiecznej eksploatacji kanału oraz bezpieczne wykonanie projektowanej przebudowy ulicy wymaga wzmocnienia konstrukcji kanału. Wzmocnienie konstrukcji wykonać można z zastosowaniem wielu technologii, z których za najkorzystniejsze uznano:

- wprowadzenie samonośnego ściśle pasowanego lineru, który zapewni najmniejszą zmianę przekroju poprzecznego przewodu, jednak konieczne jest przepompowywanie ścieków na czas instalacji lineru,
- relining z zastosowaniem profili GRP o kształcie dopasowanym do przekroju poprzecznego kanału (duża pewność i jakość wykonania, ale większe ograniczenie przekroju poprzecznego) – możliwa instalacja lineru bez przepompowywania ścieków.

Ponadto zalecono wzmocnienie konstrukcji dwóch końcowych studni, które wykonać można przez nacięcie konstrukcji w miejscu rysy i poza rysę (nacięcia prostopadłe do rysy). Długość nacięć prostopadłych powinien wynosić ok. 50 cm, ich głębokość ok. 3 cm, a szerokość ok. 2 cm. Odległość między nacięciami należy dostosować do odległości spoin, a nacięcia najlepiej wykonać w spoinach. W wykonanych nacięciach należy osadzić pręty stalowe o średnicy 6 mm pokryte mineralną izolacją antykorozyjną. Do osadzania prętów zastosować należy zaprawę PCC o wysokiej odporności na siarczany.

Istniejące żeliwne stopnie złączowe wymienić należy na klamry pokryte polietylenem w kolorze żółtym. Do osadzania klamer zastosować należy wodoszczelną zaprawę PCC o wysokiej odporności na siarczany.

Przed wykonaniem prac remontowych konieczne jest uszczelnienie dwóch punktowych przecieków wody gruntowej.

4.5. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe linera ściśle pasowanego (rękawa)

4.5.1. Zestawienie obciążeń

Przyjęto, że w otoczeniu istniejącego przewodu występują grunty z grupy G2, a istniejący przewód utracił nośność. Obliczenia obciążeń działających na rękaw wykonano na podstawie wytycznych ATV [4.5], [4.6]. Na podstawie pomiarów na obiekcie oraz dostępnych danych, w tym danych z materiałów archiwalnych pochodzących z czasów budowy, przyjęto następujące wartości do obliczeń:

- wysokość przykrycia kanału h – 4,68 m,
- obliczeniowa szerokość dna wykopu b – 1,3 m,
- zagłębienie dna poniżej terenu wynosi H – 5,75 m,
- kąt nachylenia ścian wykopu – 90° ,
- kąt posadowienia przewodu (wg ATV A127) – 90° ,
- względna wyniosłość przekroju „a” – 1,27,
- moduł sprężystości materiału rękawa E_R – 9000 MPa,
- obliczeniowa grubość ścianki „s” – 25 mm,
- grupa gruntu (wg ATV A127) – G2,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego – 20 kN/m³,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu – 30° .

W obliczeniach wg wytycznych ATV wyróżnia się moduły odkształcenia podłoża dla następujących stref:

- zasypka ponad sklepieniem linera – E_1 ,
- strefa przewodu po obu stronach linera – E_2 ,
- grunt rodzimy za obudową wykopu – E_3 ,
- grunt poniżej dna wykopu – E_4 .

Ze względu na długoletnią eksploatację przyjęto dobre zagęszczenie gruntu (95%) oraz wyrównane moduły sprężystości $E_1 = E_3 = 8$ MPa. Moduł odkształcenia gruntu w strefie E_2 ustalono ze wzoru (3.1):

$$E_2 = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (3.1)$$

gdzie:

$E_{20} = 8,0$ MPa (odczytano z tabeli w wytycznych ATV A127),
 f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu; dla gruntu G2 odczytano $f_1 = 1$,
 f_2 – współczynnik zmniejszający dla E_{20} przy występowaniu wody gruntowej ustalono ze wzoru (3.2):

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (3.2)$$

$$f_2 = \frac{95 - 75}{20} = 1,0$$

α_B – współczynnik zmniejszający, dla warunków posadowienia kanału $\alpha_B = 0.6$:

$$E_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Składową p_E obciążenia przewodu gruntem ustalono ze wzoru (3.3):

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h \quad (3.3)$$

gdzie:

κ – współczynnik redukcyjny, $\kappa = 1,0$,
 h – przykrycie przewodu.

$$p_E = 1 \cdot 20 \cdot 4,68 = 93,6 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia komunikacyjne ustalono ze wzoru (3.4), przyjęto obciążenie SLW 60 (wg ATV A127).

$$p_V = \varphi \cdot p \quad (3.4)$$

$$p_V = 1,2 \cdot 9,5 = 11,4 \text{ kN/m}^2$$

gdzie:

p – obciążenie charakterystyczne, $p = 9.5 \text{ kN/m}^2$,
 φ – współczynnik dynamiczny, $\varphi = 1,2$.

Krótkookresową zastępczą sztywność obwodową przewodu ustalono ze wzoru (3.5):

$$S_R = \frac{E_R}{12} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.5)$$

$$S_R = \frac{9000}{12} \left(\frac{0,025}{0,6} \right)^3 = 0,08 \text{ MPa}$$

gdzie:

E_R – moduł sprężystości materiału rękawa, przyjęto $E_R = 9000 \text{ MPa}$,

s – grubość ścianki rękawa, przyjęto $s = 25 \text{ mm}$,

r_m – obliczeniowy promień przewodu, przyjęto $r_m = 0,6 \text{ m}$.

Sztywność posadowienia rękawa w kierunku pionowym S_{Bv} ustalono ze wzoru (3.6):

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.6)$$

$$S_{Bv} = \frac{8,0}{1,27} = 6,3 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia przewodu w kierunku poziomym S_{Bh} ustalono ze wzoru (3.7):

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (3.7)$$

gdzie ξ – współczynnik korekcyjny dla poziomej sztywności, dla przedmiotowego przypadku $\xi = 1$.

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Sztywność układu V_{RB} ustalono ze wzoru (3.8):

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \quad (3.8)$$

$$S_0 = \frac{S_R}{8} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,01}{4,8} = 0,042 < 1 \rightarrow K_2 = 0,3$$

Efektywną, względną wyniosłość przekroju a' ustalono ze wzoru (3.9):

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad (3.9)$$

$$a' = 1,27 \cdot \frac{8}{8} = 1,27$$

Współczynnik koncentracji obciążeń max λ ustalono ze wzoru (3.10):

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \quad (3.10)$$

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{4,68}{1,3}}{\frac{3,5}{1,27} + \frac{2,2}{\frac{80}{8} \cdot (1,27 - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{1,13} + \frac{1,6}{\frac{80}{8} \cdot (1,27 - 0,25)} \right] \cdot \frac{4,68}{1,3}} = 1,68$$

Wskaźnik sztywności układu V_s ustalono ze wzoru (3.11):

$$V_s = \frac{8 \cdot S_0}{|c_v^*| \cdot S_{Bv}} \quad (3.11)$$

gdzie c_v – współczynnik korekcyjny ustalono ze wzoru (3.12):

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh}^* \cdot K^* \quad (3.12)$$

gdzie:

$c_v^*, c_{v,qv}, c_{v,qh}^*$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127,

K^* – współczynnik parcia bocznego od reakcji posadowienia ustalono ze wzoru (3.13):

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.13)$$

$$K^* = \frac{0,0956}{0,042 + 0,0658} = 0,826$$

$$c_v^* = -0,0966 + 0,064 \cdot 0,826 = -0,0364$$

$$V_s = \frac{8 \cdot 0,01}{0,0364 \cdot 6,3} = 0,87$$

Współczynnik koncentracji obciążeń λ_R ustalono ze wzoru (3.14):

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \frac{3 + K_2K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.14)$$

gdzie K' – współczynnik korekcyjny dla odkształceń ustalono ze wzoru (3.15):

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} \cdot K^*} \quad (3.15)$$

gdzie $c_{v,qh}$, $c_{h,qh}$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127.

$$K' = - \frac{0,0833 + \frac{-0,0833}{0,0956} 0,064 \cdot 0,826}{-0,966 + 0,0833 \cdot 0,826} = -0,93$$

$$\lambda_R = \frac{1,68 \cdot 0,87 - 1,27 \frac{4 \cdot 0,3 \cdot 0,93}{3} \cdot \frac{1,68 - 1}{1,27 - 0,25}}{0,87 + 1,27 \frac{3 + 0,3 \cdot 0,93}{3} \cdot \frac{1,68 - 1}{1,27 - 0,25}} = 0,988$$

Obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń λ_{RG} ustalono ze wzoru (3.16):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{RG} = \frac{0,988 - 1}{3} \cdot \frac{1,3}{1,3} + \frac{4 - 0,988}{3} = 1$$

Obciążenie pionowe q_v przewodu ustalono ze wzoru (3.17):

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (3.17)$$

$$q_v = 1 \cdot 93,6 + 11,4 = 105,0 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome przewodu q_h ustalono ze wzoru (3.18):

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.18)$$

gdzie λ_B – współczynnik koncentracji obciążeń w strefie obok rury ustalony ze wzoru (3.19):

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.19)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - 0,988}{3} = 1,004$$

$$q_h = 0,3 \cdot \left(1,004 \cdot 93,6 + 20 \cdot \frac{1,3}{2} \right) = 32,1 \text{ kN/m}^2$$

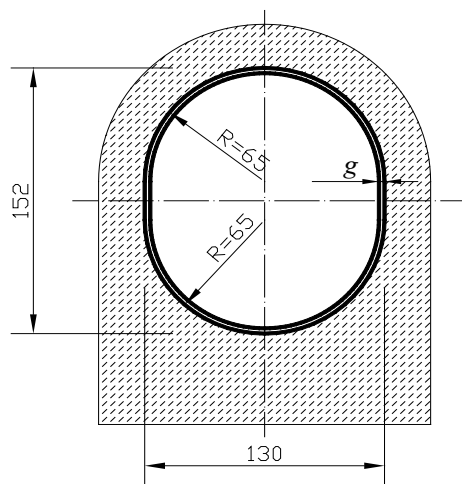
Reakcję posadowienia q_h^* ustalono ze wzoru (3.20):

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.20)$$

$$q_h^* = \frac{0,956 \cdot 105 - 0,0833 \cdot 32,1}{0,042 + 0,0658} = 62 \text{ kN/m}^2$$

4.5.2. Obliczenia numeryczne

Rękaw projektuje się jako warstwę wewnętrzną istniejącego kanału. Remontowany kanał ceglany ma wymiary wewnętrzne $130 \times 152 \text{ cm}$ i są to jednocześnie zewnętrzne wymiary rękawa. Geometrię przekroju pokazano na rys. 4.20. W toku obliczeń dobierano grubość „s” rękawa, tak aby spełnić warunki nośności i użytkowania.



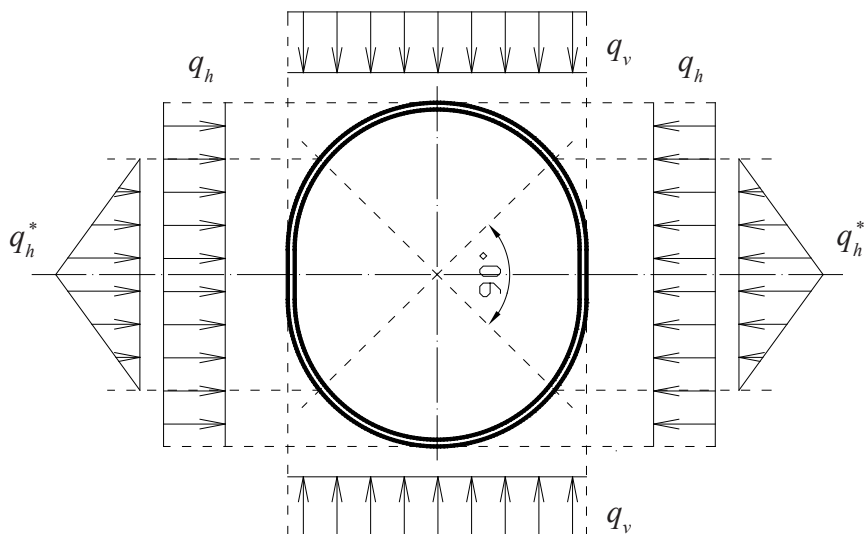
Rys. 4.20. Wymiary przekroju

Przyjęto rękaw o grubości „ s ” = 23 mm, wykonany z materiału o krótkookresowym module Younga $E = 9000$ MPa i współczynnika Poissona $\nu = 0,3$. Schemat obciążenia rękawa pokazano na rys. 4.21, zaś wartości obciążeń są następujące:

$$q_v = 105,00 \text{ kN/m}^2,$$

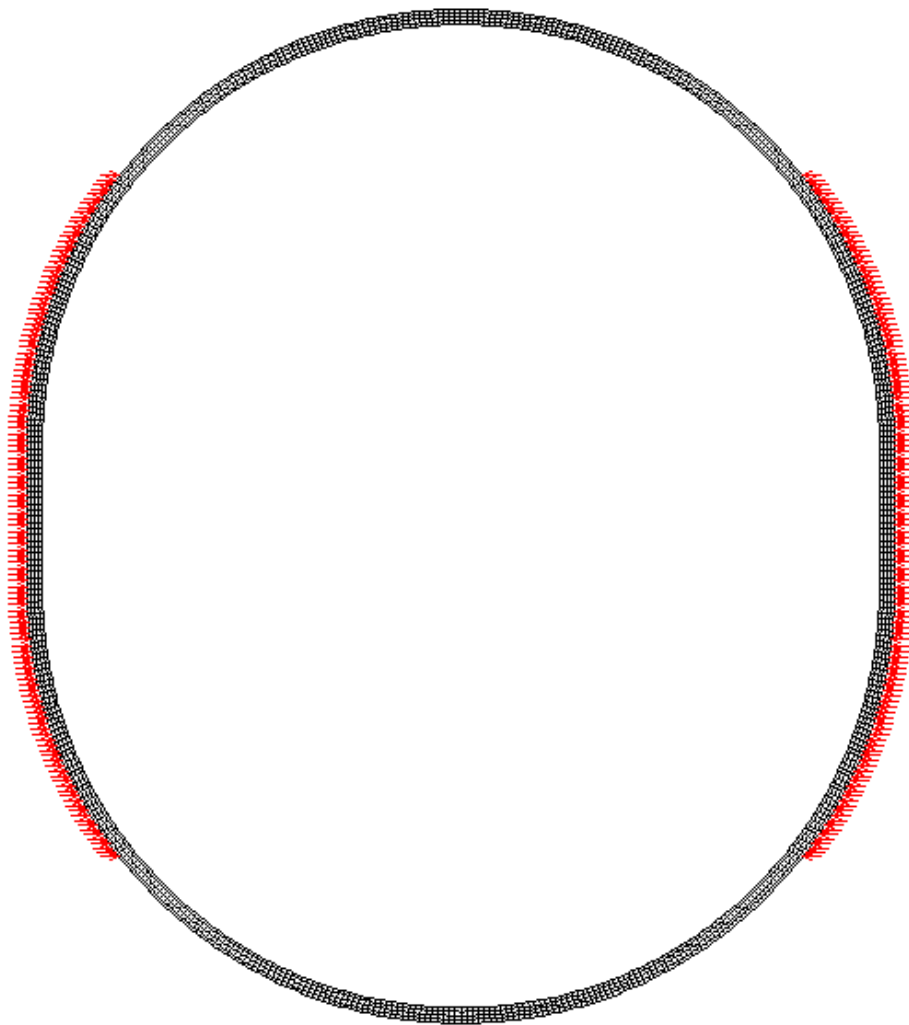
$$q_h = 32,10 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_h^* = 62,00 \text{ kN/m}^2.$$



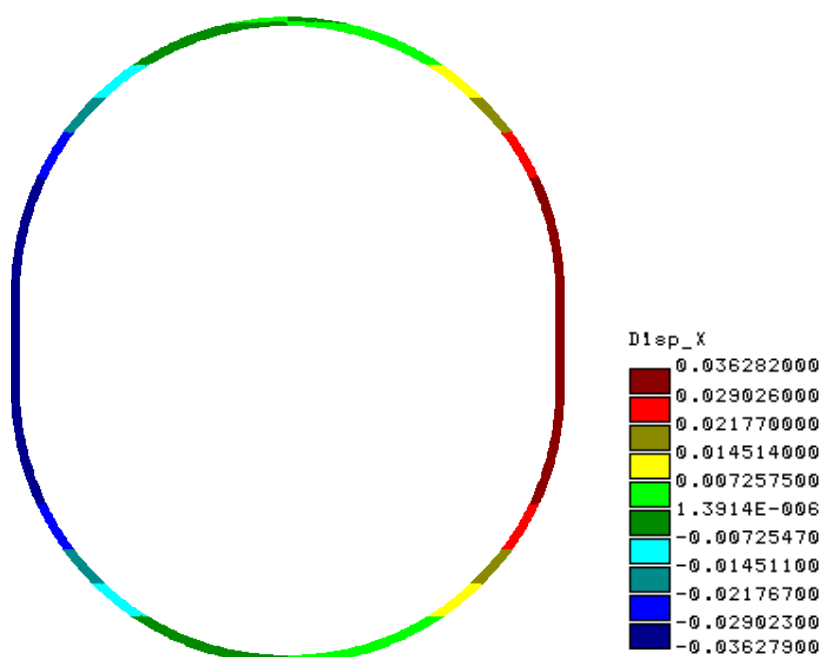
Rys. 4.21. Schemat obciążenia rękawa

Podział na elementy skończone pokazano na rys. 4.22, który zagęszczone do uzyskania zbieżności wyników. Ostatecznie model miał 2640 elementów skończonych, 2640 węzłów i 5802 stopnie swobody. Do modelowania użyto elementów typu PLANE2D o 4 węzłach i dwóch stopniach swobody (translacjach) w każdym węźle. Model rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia.

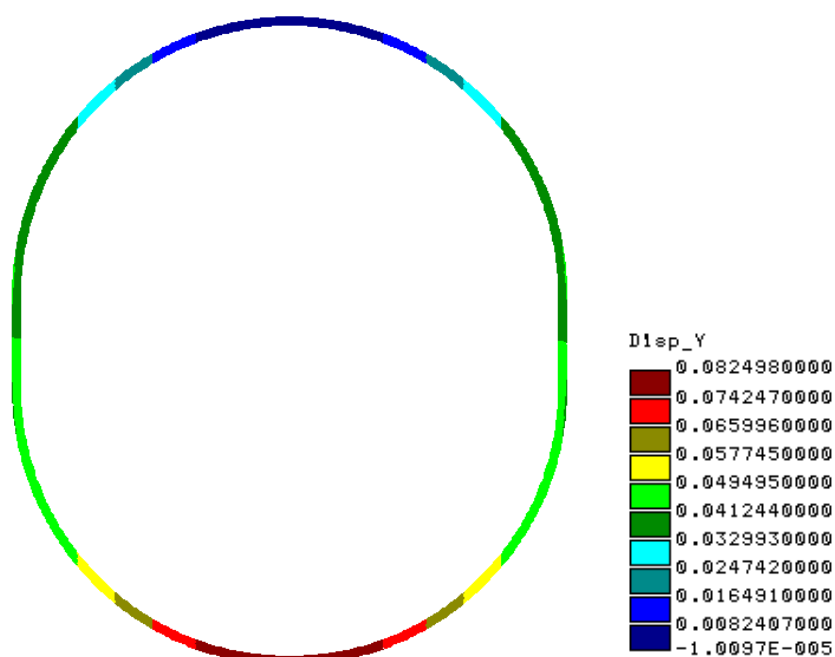


Rys. 4.22. Schemat obliczeniowy MES – pokazano obciążenie q_h^*

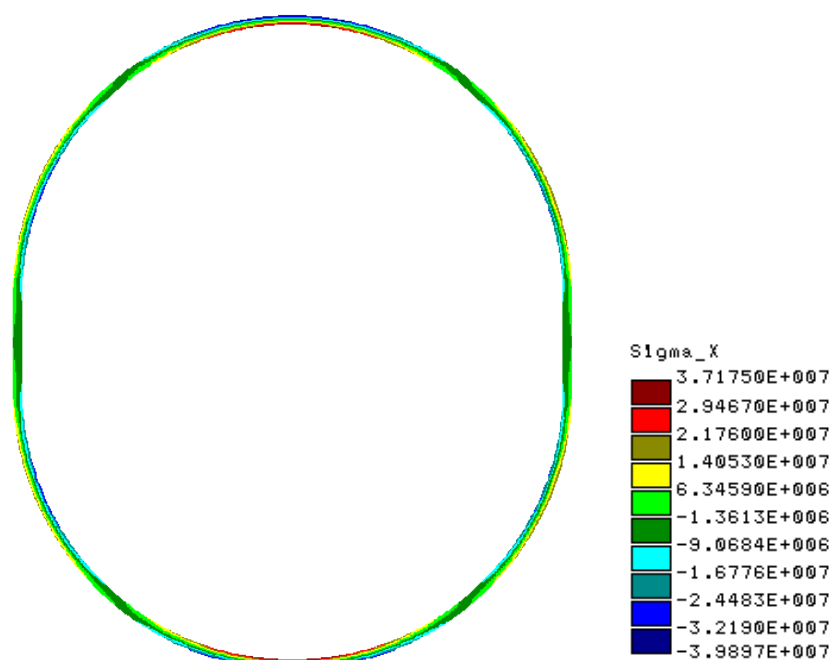
Na rysunkach 4.23–4.26 przedstawiono wyniki analiz numerycznych uzyskane przy grubości ścianki linera równej 23 mm.



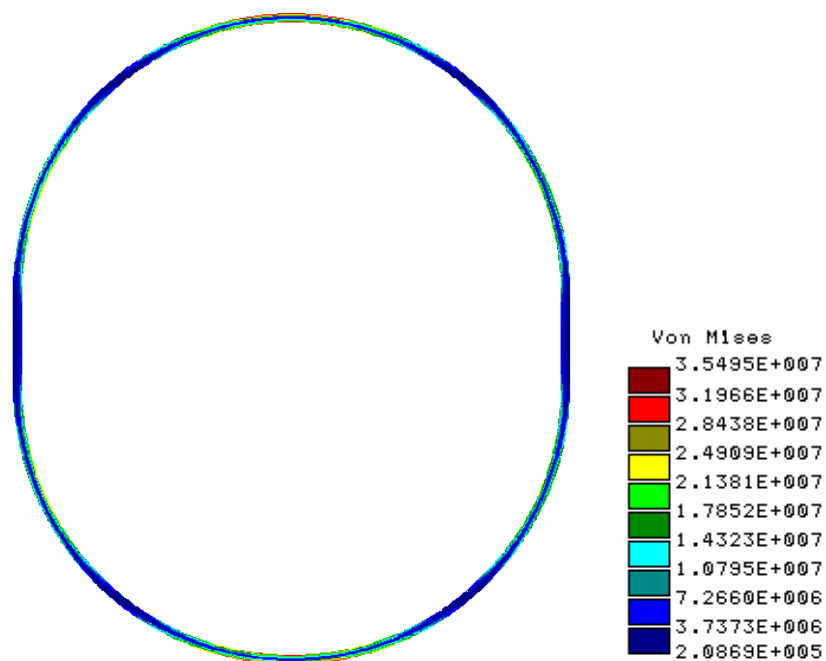
Rys. 4.23. Przemieszczenia poziome [m]



Rys. 4.24. Przemieszczenia pionowe [m]



Rys. 4.25. Naprężenia obwodowe [Pa]; maksymalne naprężenia ściskające 39,9 MPa, a rozciągające 37,17 MPa



Rys. 4.26. Naprężenia zastępcze [Pa] – wartość maksymalna około 35,5 MPa

4.5.3. Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń uzyskano następujące wyniki przy grubości ścianki linera równej 23 mm (przyjęto zgodnie z wytycznymi ATV [4.6] współczynnik bezpieczeństwa równy 2 oraz dopuszczalną deformację rękawa do 10%):

- maksymalne naprężenia przy obciążeniu eksploatacyjnym 36,46 MPa,
- zmiana szerokości przewodu w poziomie $\Delta x = 31,6 + 31,6 = 63,2$ mm,
- deformacja w kierunku poziomym $\partial x = 63,2 / (1300 - 23) \cdot 100\% = 4,95\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku poziomego $10\% / 4,95\% = 2,02 > 2,0$,
- zmiana wymiarów w pionie $\Delta y = 71,9$ mm,
- deformacja w kierunku pionowym $\partial y = 71,9 / (1520 - 23) \cdot 100\% = 4,80\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku pionowego $10\% / 4,80\% = 2,08 > 2,0$.

Jak wykazały obliczenia, najmniejsza grubość ścianki linera (rękawa), przy której spełnione są wymagania projektowe, wynosi 23 mm.

4.6. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe linera (paneli) dla technologii relining

4.6.1. Zestawienie obciążeń

Przyjęto, że w otoczeniu istniejącego przewodu występują grunty z grupy G2 [4.5] i przewód utracił nośność. Na podstawie pomiarów na obiekcie oraz dostępnych danych, w tym danych z materiałów archiwalnych pochodzących z czasów budowy, przyjęto następujące dane do obliczeń:

- wysokość przykrycia kanału $h = 4,43$ m,
- obliczeniowa szerokość dna wykopu $b = 1,2$ m,
- zagłębienie dna poniżej terenu wynosi $H = 5,80$ m,
- kąt nachylenia ścian wykopu $- 90^\circ$,
- kąt posadowienia przewodu (wg ATV A127 [4.5]) $- 90^\circ$,
- względna wyniosłość przekroju „a” $- 1,13$,

- krótkookresowy moduł sprężystości materiału profili – 10 000 MPa,
- wstępna, obliczeniowa grubość ścianki „s” – 45 mm,
- grupa gruntu (wg ATV A127) – G2,
- ciężar objętościowy gruntu zasypowego – 20 kN/m³,
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu – 30°.

W obliczeniach wg wytycznych ATV wyróżnia się moduły odkształcenia podłoża dla następujących stref:

- zasypka ponad sklepieniem profili – E_1 ,
- strefa przewodu po obu stronach profili – E_2 ,
- grunt rodzimy za obudową wykopu – E_3 ,
- grunt poniżej dna wykopu – E_4 .

Ze względu na długoletnią eksploatację przyjęto dobre zagęszczenie gruntu (95%) oraz wyrównane moduły sprężystości $E_1 = E_3 = 8$ MPa. Moduł odkształcenia gruntu w strefie E_2 ustalono ze wzoru (3.1):

$$E_2 = f_1 \cdot f_2 \cdot \alpha_B \cdot E_{20} \quad (3.1)$$

gdzie:

$$E_{20} = 8,0 \text{ MPa},$$

f_1 – współczynnik zmniejszający dla pełzania gruntu; dla gruntu G2 odczytano $f_1 = 1$,

f_2 – współczynnik zmniejszający dla E_{20} przy występowaniu wody gruntowej ustalono ze wzoru (3.2):

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} \quad (3.2)$$

$$f_2 = \frac{95 - 75}{20} = 1,0$$

α_B – współczynnik zmniejszający, dla warunków posadowienia linera $\alpha_B = 0,6$:

$$E_2 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,6 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Składową p_E obciążenia linera gruntem ustalono ze wzoru (3.3):

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h \quad (3.3)$$

gdzie:

κ – współczynnik redukcyjny, $\kappa = 1,0$,

h – przykrycie przewodu.

$$p_E = 1 \cdot 20 \cdot 4,43 = 88,6 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenia komunikacyjne ustalono ze wzoru (3.4), przyjęto obciążenie SLW 60 (wg ATV A127 [4.5]):

$$p_V = \varphi \cdot p \quad (3.4)$$

gdzie:

p – obciążenie charakterystyczne, odczytano z wykresów w ATV

A127 $p = 9,5 \text{ kN/m}^2$,

φ – współczynnik dynamiczny, $\varphi = 1,2$.

$$p_V = 1,2 \cdot 9,5 = 11,4 \text{ kN/m}^2$$

Krótkookresową zastępczą sztywność obwodową przewodu ustalono ze wzoru (3.5):

$$S_R = \frac{E_R}{12} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.5)$$

$$S_R = \frac{10000}{12} \left(\frac{0,045}{0,55} \right)^3 = 0,304 \text{ MPa}$$

gdzie:

E_R – moduł sprężystości GRP, przyjęto $E_R = 10\,000 \text{ MPa}$,

s – grubość ścianki rękawa, przyjęto $s = 45 \text{ mm}$,

r_m – obliczeniowy promień przewodu, przyjęto $r_m = 0,55 \text{ m}$.

Sztywność posadowienia rękawa w kierunku pionowym S_{Bv} ustalono ze wzoru (3.6):

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.6)$$

$$S_{Bv} = \frac{8,0}{1,18} = 6,78 \text{ MPa}$$

Sztywność posadowienia przewodu w kierunku poziomym S_{Bh} ustalono ze wzoru (3.7):

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \xi \cdot E_2 \quad (3.7)$$

gdzie ξ – współczynnik korekcyjny dla poziomej sztywności, dla przedmiotowego przypadku $\xi = 1$.

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 8,0 = 4,8 \text{ MPa}$$

Sztywność układu V_{RB} ustalono ze wzoru (3.8):

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot S_0}{S_{Bh}} \quad (3.8)$$

$$S_0 = \frac{S_R}{8} = 0,038 \text{ MPa}$$

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,038}{4,8} = 0,063 < 1 \rightarrow K_2 = 0,3$$

Efektywną, względną wyniosłość przekroju a' ustalono ze wzoru (3.9):

$$a' = a \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad (3.9)$$

$$a' = 1,18 \cdot \frac{8}{8} = 1,18$$

Współczynnik koncentracji obciążeń $\max \lambda$ ustalono ze wzoru (3.10):

$$\begin{aligned} \max \lambda = 1 + & \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1} \cdot (a' - 0,25)} \right] \cdot \frac{h}{d_a}} \\ & \frac{4,43}{1,2} \\ \max \lambda = 1 + & \frac{\frac{4,43}{1,2}}{\frac{3,5}{1,18} + \frac{2,2}{\frac{80}{8} \cdot (1,18 - 0,25)} + \left[\frac{0,62}{1,18} + \frac{1,6}{\frac{80}{8} \cdot (1,18 - 0,25)} \right] \cdot \frac{4,43}{1,2}} = 1,639 \end{aligned} \quad (3.10)$$

Wskaźnik sztywność układu V_s ustalono ze wzoru (3.11):

$$V_s = \frac{8 \cdot S_0}{|c_v^*| \cdot S_B} \quad (3.11)$$

gdzie c_v – współczynnik korekcyjny ustalony ze wzoru (3.12):

$$c_v^* = c_{v,qv}^* + c_{v,qh} \cdot K^* \quad (3.12)$$

gdzie:

$c_v^*, c_{v,qv}, c_{v,qh}^*$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127,
 K^* – współczynnik parcia bocznego od reakcji posadowienia, wyznaczany ze wzoru (3.13):

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.13)$$

$$K^* = \frac{0,0956}{0,063 + 0,0658} = 0,692$$

$$c_v^* = -0,0966 + 0,064 \cdot 0,692 = -0,045$$

$$V_s = \frac{8 \cdot 0,038}{0,045 \cdot 6,78} = 0,996$$

Współczynnik koncentracji obciążeń λ_R ustalono ze wzoru (3.14):

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \frac{4K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \frac{3 + K_2 K'}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.14)$$

gdzie K' – współczynnik korekcyjny dla odkształceń ustalono ze wzoru (3.15):

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh}^* \cdot K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} \cdot K^*} \quad (3.15)$$

gdzie $c_{v,qh}, c_{h,qh}$ – współczynniki korekcyjne wg ATV A127.

$$K' = -\frac{0,0833 + \frac{-0,0833}{0,0956} \cdot 0,064 \cdot 0,692}{-0,966 + 0,0833 \cdot 0,692} = -1,0$$

$$\lambda_R = \frac{1,639 \cdot 0,996 - 1,18 \cdot \frac{4 \cdot 0,3 \cdot 1}{3} \cdot \frac{1,639 - 1}{1,18 - 0,25}}{0,996 + 1,18 \cdot \frac{3 + 0,3 \cdot 1}{3} \cdot \frac{1,639 - 1}{1,18 - 0,25}} = 1,02$$

Obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń λ_{RG} ustalono ze wzoru (3.16):

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.16)$$

$$\lambda_{RG} = \frac{1,02 - 1}{3} \cdot \frac{1,2}{1,2} + \frac{4 - 1,02}{3} = 1$$

Obciążenie pionowe q_v przewodu ustalono ze wzoru (3.17):

$$q_v = \lambda_{RG} \cdot p_E + p_v \quad (3.17)$$

$$q_v = 1 \cdot 88,6 + 12,6 = 101,20 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome przewodu q_h ustalono ze wzoru (3.18):

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.18)$$

gdzie λ_B – współczynnik koncentracji obciążeń w strefie obok rury ustalony ze wzoru (3.19):

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.19)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - 1,02}{3} = 0,965$$

$$q_h = 0,3 \cdot \left(0,965 \cdot 88,6 + 20 \cdot \frac{1,2}{2} \right) = 29,3 \text{ kN/m}^2$$

Reakcję posadowienia q_h^* ustalono ze wzoru (3.20):

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} \cdot q_v + c_{h,qh} \cdot q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.20)$$

$$q_h^* = \frac{0,956 \cdot 101,2 - 0,0833 \cdot 29,3}{0,063 + 0,0658} = 51,1 \text{ kN/m}^2$$

4.6.2. Obliczenia numeryczne

Panele projektuje się jako wewnętrzną wykładzinę w istniejącym kanale. Remontowany kanał ceglany ma wymiary wewnętrzne 130×152 cm. Przewiduje się pozostawienie około 5 cm odstępu między kanałem a panelami. Geometrię przekroju pokazano na rys. 4.27. W toku obliczeń dobierano grubość „s” ścianki paneli tak, aby spełnić warunki nośności i użytkowania.

Panele projektuje się z materiału o długookresowym module Younga o wartości $E_L = 5000$ MPa oraz współczynnika Poissona $\nu = 0,3$.

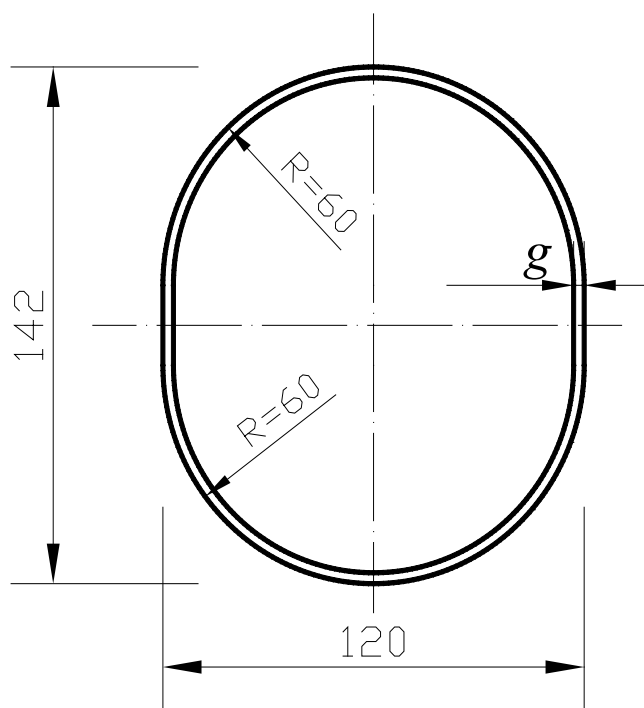
Schemat obciążenia pokazano na rys. 4.28, gdzie wartości obciążeń są następujące:

$$q_v = 101,20 \text{ kN/m}^2,$$

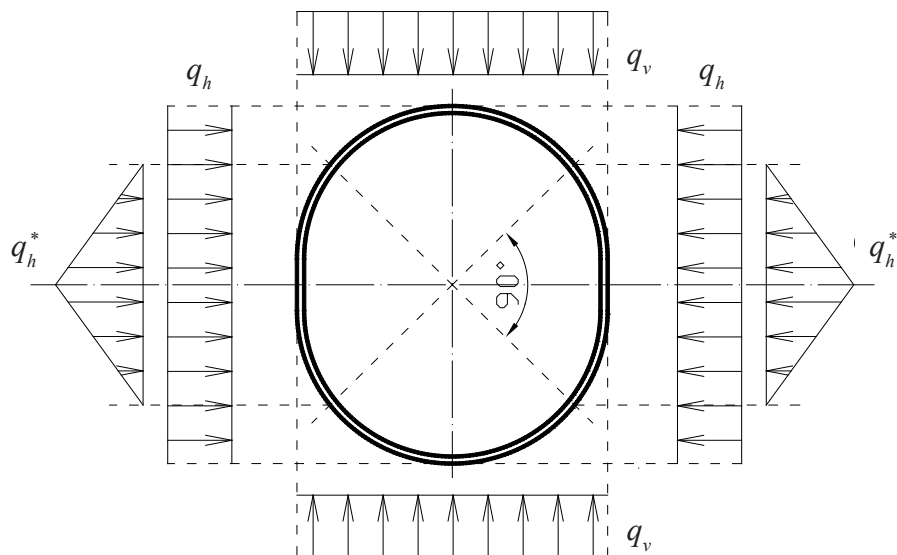
$$q_h = 29,30 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_h^* = 51,10 \text{ kN/m}^2.$$

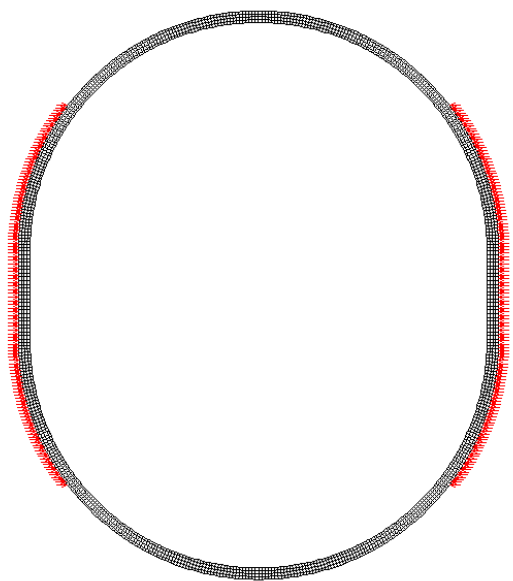
Podział na elementy skończone pokazany na rys. 4.29 zagęszczano do uzyskania zbieżności wyników. Ostatecznie model miał 2640 elementów skończonych, 2640 węzłów i 5802 stopnie swobody. Do modelowania użyto elementów typu PLANE2D o 4 węzłach i dwóch stopniach swobody (translacjach) w każdym węźle. Model rozpatrywano w płaskim stanie odkształcenia.



Rys. 4.27. Wymiary przekroju



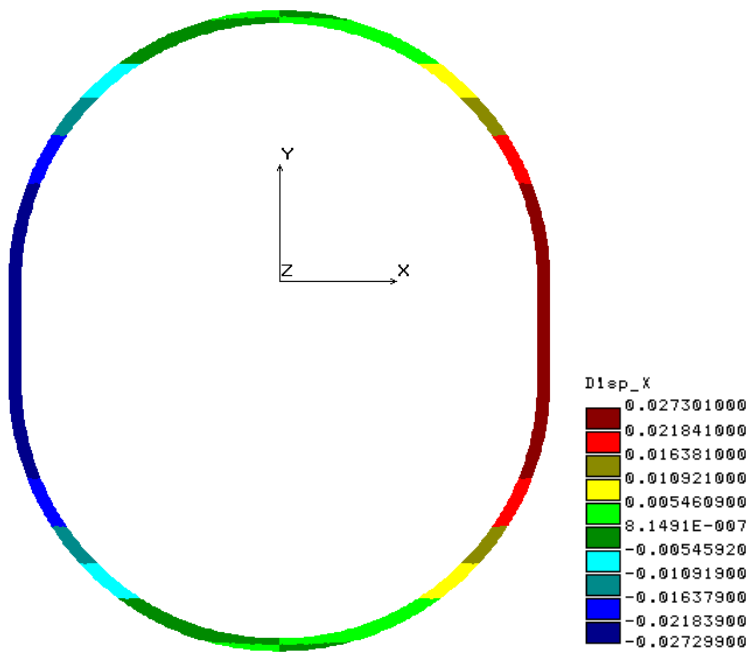
Rys. 4.28. Schemat obciążenia paneli



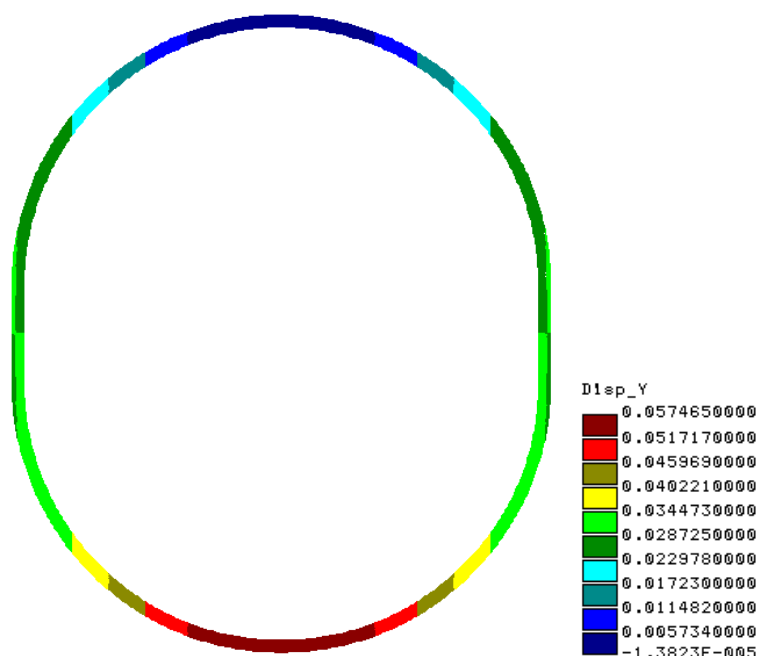
Rys. 4.29. Schemat obliczeniowy MES – pokazano obciążenie q_h^*

4.6.3. Wyniki obliczeń

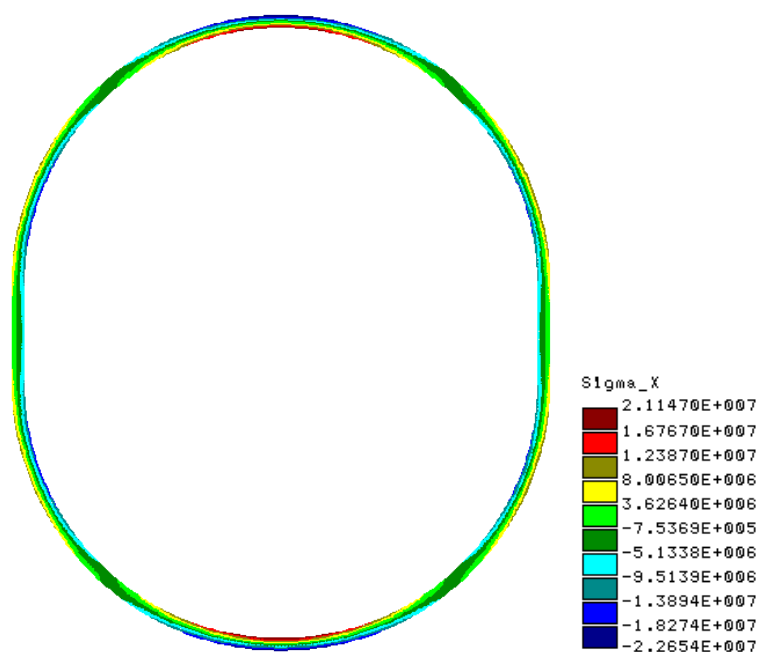
Na rysunkach 4.30–4.33 przedstawiono wyniki obliczeń uzyskane przy grubości ścianki paneli równej 29 mm.



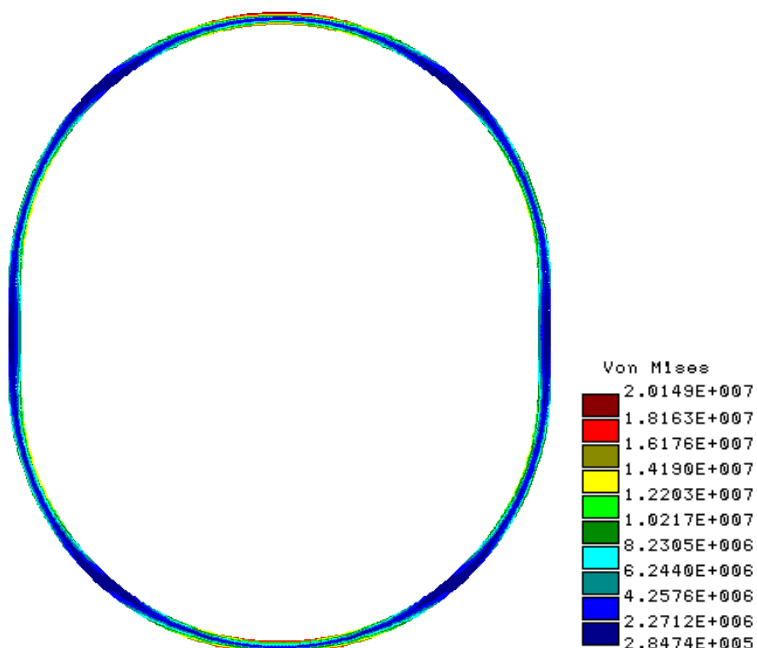
Rys. 4.30. Przemieszczenia poziome [m]



Rys. 4.31. Przemieszczenia pionowe [m]



Rys. 4.32. Naprężenia obwodowe [Pa] – maksymalne naprężenia ściskające 22,65 MPa, a rozciągające 21,15 MPa



Rys. 4.33. Naprężenia zastępcze [Pa] – wartość maksymalna ok. 20,1 MPa

4.6.4. Wnioski z obliczeń

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń uzyskano następujące wyniki przy grubości ścianki paneli równej $s = 29$ mm (przyjęto zgodnie z wytycznymi ATV [4.6] współczynnik bezpieczeństwa równy 2 oraz dopuszczalną deformację paneli do 10%):

- maksymalne naprężenia przy obciążeniu eksploatacyjnym 22,65 MPa,
- zmiana wymiaru w poziomie $\Delta x = 27,3 + 27,3 = 54,6$ mm,
- deformacja w kierunku poziomym $\partial x = 54,6 / (1200 - 29) \cdot 100\% = 4,66\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku poziomego $10\% / 4,66\% = 2,14 > 2,0$,
- zmiana wymiaru w pionie $\Delta y = 57,5$ mm,
- deformacja w kierunku pionowym $\partial y = 57,5 / (1420 - 29) \cdot 100\% = 4,13\%$,
- współczynnik bezpieczeństwa dla kierunku pionowego $10\% / 4,13\% = 2,42 > 2,0$.

Jak wykazały obliczenia, najmniejsza grubość ścianki linera, przy której spełnione są wymagania projektowe to $s = 29$ mm.

4.7. Podsumowanie

Przedstawiono przykład analizy, jaką przeprowadzili autorzy w celu określenia potrzeby i technologii odnowy kanału murowanego z cegły. Zakres analizy i opisane postępowanie są typowe dla ekspertyzowych badań tego typu obiektów. W pierwszej kolejności zbadano obiekt pod kątem potrzeby jego odnowy. Następnie określono zakres odnowy oraz wskazano technologie, które zdaniem autorów były najlepsze do aplikacji w analizowanych uwarunkowaniach. Finalnie przedstawiono dwa typy lineru, które mogą być z powodzeniem zastosowane w przedmiotowym przypadku, wskazując różnice między oboma rozwiązaniami. Bez wątpienia do najważniejszych różnic należą:

- potrzeba przepompowywania ścieków przy zastosowaniu rękawa na czas remontu i brak takiej potrzeby przy zastosowaniu paneli,
- większe zmniejszenie przekroju poprzecznego kanału przy zastawianiu paneli,
- możliwość wystąpienia imperfekcji kształtu lineru przy zastosowaniu rękawa.

Stąd też rozstrzygnięcie, który z linerów powinien zostać wybrany, może nastąpić po:

- wykonaniu stosownych obliczeń hydraulicznych uwzględniających potencjalne zmniejszenie przekroju poprzecznego kanału i potencjalne zakłócenia przepływu ścieków, jakie mogą być skutkiem geometrycznych imperfekcji lineru.
- analizie możliwości przepompowywania ścieków w czasie instalacji lineru.

Literatura

- [4.1] Bull J.W. (ed.), *Computational modelling of masonry, brickwork blockwork structures*, Glasgow 2001.
- [4.2] Madryas C., Kolonko A., Wysocki L., *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.

- [4.3] Szołomicki J.P., *Analiza statyczno-wytrzymałościowa i modelowanie komputerowe konstrukcji murowych*, Rozprawa doktorska, Wrocław 1997.
- [4.4] Wóycicki K., *Wodociągi i Kanalizacje, t. II. Kanalizacje*, Trzaska, Evert i Michalski, Warszawa 1948.
- [4.5] Wytyczna ATV-DVWK – A127P. *Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych*, wydanie 3, Czerwiec 2000, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2002.
- [4.6] Wytyczna ATV-DVWK-M 127P. *Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla rehabilitacji technicznej przewodów kanalizacyjnych przez wprowadzanie linerów lub metodą montażową*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa 2000.

prof. dr hab. inż. Cezary Madryas

Absolwent Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej. Jego działalność naukowa związana jest z szeroko rozumianą rozbudową, modernizacją i odnową infrastruktury podziemnej na terenach zurbanizowanych, a badania w tym zakresie prowadził i prowadzi w większości polskich miast. Jest autorem lub współautorem ośmiu dzieł zwartych, w tym czterech monografii i czterech akademickich wydawnictw książkowych, jak: „Mikrotunelowanie”, „Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych” czy „Tunele wieloprzewodowe”. Jest członkiem Academia Europaea, Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa czy Polskiego Stowarzyszenia Technologii Bezwykopowych, a także doktorem honoris causa Uniwersytetu Ton Duc Thang (TDTU) w Wietnamie i profesorem honorowym Óbuda University w Budapeszcie. Pełnił funkcje dyrektora instytutu, dziekana, prorektora i rektora Politechniki Wrocławskiej.

dr inż. Leszek Wysocki, prof. uczelni

Absolwent Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, posiada uprawnienia projektowe w zakresie konstrukcji budowlanych oraz uprawnienia rzeczoznawcy. Pracownik naukowo-dydaktyczny Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, od 2020 roku profesor uczelni. Prowadzi badania naukowe dotyczące trwałości budowli podziemnych, rozkładu i wielkości obciążeń budowli podziemnych oraz metod rehabilitacji technicznej budowli. Jest autorem lub współautorem wielu prac naukowych, projektów i ekspertyz konstrukcji budowlanych, przede wszystkim obiektów komunikacji podziemnej i gospodarki wodnościekowej. Prowadzi zajęcia dydaktyczne dotyczące komunikacyjnych budowli podziemnych (przejścia podziemne, tunele komunikacyjne i metro) i obiektów gospodarki wodnościekowej (zbiorniki, sieci infrastruktury podziemnej).

dr inż. Jacek Grosel

Absolwent Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej, uprawniony projektant, rzeczoznawca PZITB w specjalnościach konstrukcje żelbetowe oraz dynamika budowli. Adiunkt naukowo-dydaktyczny w Katedrze Mechaniki Budowli i Inżynierii Miejskiej Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej. Specjalizuje się w mechanice budowli, a zwłaszcza w dynamice budowli. Prowadzi badania naukowe dotyczące metod pomiarowych w dynamice budowli oraz metod analizy wyników pomiarów. Autor lub współautor blisko stu prac naukowych oraz wielu projektów i ekspertyz konstrukcji budowlanych, głównie w części dotyczącej mechaniki budowli. Prowadzi zajęcia dydaktyczne z mechaniki budowli (mechanika ogólna, statyka i dynamika budowli) w języku polski i angielskim.



Oficyna Wydawnicza
Politechniki Wrocławskiej
Wybrzeże Wyspiańskiego 27
50-370 Wrocław
ISBN 978-83-7493-180-9

